



Diogo Miguel Abrantes Carvalho Marques

Licenciado em Engenharia Civil

Controlo de Qualidade de Estradas de Baixo Volume de Tráfego

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil - Perfil Estruturas e Geotecnia

Orientadora: Doutora Simona Fontul, Professora Auxiliar
convidada, FCT- UNL

Coorientadora: Doutora Ana Cristina Freire, Investigadora Auxiliar,
Departamento de Transportes do LNEC

Júri:

Presidente: Prof. Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana

Arguente: Prof. Doutor José Manuel Coelho das Neves

Vogal: Prof. Doutora Simona Fontul



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro 2015

Controlo de Qualidade de Estradas de Baixo Volume Tráfego

“Copyright” Diogo Miguel Abrantes Carvalho Marques, da FCT/UNL e da UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor

Agradecimentos

Manifesto o meu agradecimento à minha orientadora Doutora Simona Fontul e coorientadora Doutora Ana Cristina Freire pela dedicação, orientação, disponibilidade e transmissão de conhecimentos.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, na Pessoa do seu Presidente Investigador Coordenador Carlos Pina gostaria de manifestar o meu reconhecimento pelos meios facultados e às várias pessoas que contribuíram para a realização deste trabalho.

Agradeço ao Núcleo de Infraestruturas de Transportes (NIT) do Departamento de Transportes (DT) do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), sem excluir nenhum elemento, pelo apoio e simpático acolhimento, amizade, transmissão de conhecimentos e por todos os bons momentos passados.

Manifesto o meu agradecimento ao consórcio do projeto TROPICAL-PAV pela possibilidade de participar e acompanhar o desenvolvimento dos trabalhos.

Particularmente, agradeço ao Vítor Antunes pela amizade, colaboração e transmissão de conhecimentos, e à Vânia Marecos, Carla Gil, Patrícia Costa e Nuno Simão que sempre apoiaram e ajudaram, cada um à sua maneira, neste trabalho.

A todos os meus amigos que de algum modo me apoiaram, Cláudia Carvalho, Carlos Simões, Luís Bota, Nuno Contente e Solange Marques.

Por último, agradeço à minha família, especialmente aos meus pais, por todo o apoio e ajuda demonstrada, sem o apoio deles não teria sido possível a realização deste trabalho; à minha namorada pelo seu companheirismo, amizade, amor, apoio e ajuda para ultrapassar todas as dificuldades encontradas.

Resumo

Estradas de Baixo Volume de Tráfego (EBVT) são estradas caracterizadas pela passagem diária de um número reduzido de veículos. Estas estradas são essenciais na grande maioria dos países, mas sobretudo nos países em desenvolvimento, onde este número de estradas complementa grande parte da rede viária. As EBVT são em muitas comunidades o principal meio de comunicação terrestre, tendo um papel importante no desenvolvimento de um país, permitindo deste modo o acesso a escolas, mercados, centros médicos e comunidades vizinhas. Apesar dos baixos níveis de tráfego estas são fundamentais para a redução da pobreza, isolamento e desenvolvimento das comunidades.

Sendo o controlo de qualidade parte fundamental do trabalho, este propõe-se essencialmente a certificar o cumprimento de normas, regulamentos contratuais, especificações técnicas, de modo a avaliar as condições de segurança e comodidade de um pavimento, garantindo a máxima eficiência do mesmo.

O presente trabalho pretende contribuir para um melhor conhecimento de Estradas de Baixo Volume de Tráfego, bem como todos os meios técnicos de controlo de qualidade destas.

No presente trabalho foram avaliadas, monitorizadas e controladas características de um modelo físico à escala real de quatro estruturas diferentes de uma EBVT construída no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), inserida no projeto TROPICAL-PAV. Assim apresenta-se o controlo de qualidade das várias etapas da construção do pavimento, verificar se todas as etapas foram cumpridas de acordo com o caderno de encargos bem como avaliação de características do pavimento como a capacidade de carga, grau de compactação, teor em água, baridade seca e módulo de deformabilidade de cada camada do pavimento. Para avaliar estas características da EBVT, foram utilizados equipamentos descritos ao longo do trabalho, como o Soil Stiffness Gauge (SSG), Defletómetro de Impacto, Defletómetro de Impacto Portátil (DIP), Radar de Prospeção e o Gama densímetro.

A partir destes estudos concluiu-se que existem vários métodos, com fiabilidade no controlo das Estradas de Baixo Volume Tráfego e apresentam-se algumas correlações entre ensaios não destrutivos quando usado no controlo de qualidade da mesma característica do pavimento.

Palavras-chave:

Estradas de Baixo Volume Tráfego; controlo de qualidade; controlo de compactação; ensaios não destrutivos.

Abstract

Low Volume Traffic Roads (LVTR), roads are characterized by the daily passage of a small number of vehicles. These roads are essential in most countries, but especially in developing countries, where this number of roads complements much of the road network. The LVTR in many communities are the main means of land communication, playing an important role in the development of a country, thus allowing access to schools, markets, medical centers and surrounding communities. Despite the low levels of traffic these are fundamental to poverty reduction, isolation and community development.

And quality control fundamental part of the work, it proposes essentially to ensure compliance with rules, contractual regulations, technical specifications, in order to assess the safety conditions and comfort of the road, ensuring maximum efficiency of the same

This paper aims to contribute to a better knowledge of Low Volume Traffic Roads, as well as all technical means of quality control of these.

In this work are assessed, monitored and controlled characteristics of a typical pavement of a LVTR, built at real scale at the Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), which involves the quality control of various stages of construction of the pavement. The study showed that all the steps were performed in accordance with the specifications and evaluates characteristics such as: bearing capacity, degree of compaction, water content, dry density and stiffness modulus of each layer of pavement. To evaluate the characteristics of LVTR various equipment described throughout the work were used, such as: Soil Stiffness Gauge, Falling Weight Deflectometer, Light Falling Weight Deflectometer, Ground Penetrating Radar and nuclear density gauge.

From this study can be concluded that there are various methods, with reliability on quality control of low-volume traffic roads and are also presented some correlations between the various non-destructive tests, when used in the quality control of the same characteristic of the pavement.

Key-Words

Low Volume Traffic Roads; quality control; compaction control; non-destructive testing.

Índice

1 - Introdução.....	1
1.1 – Enquadramento	1
1.2 – Objetivos e metodologia.....	2
1.3 – Estrutural geral do trabalho	2
2 - Estradas de Baixo Volume Tráfego	5
2.1 – Considerações iniciais	5
2.2 – Estrutura de uma EBVT	6
2.3 – Estradas de terra	8
2.4 – Síntese	10
3 - Ensaio de caracterização	11
3.1 – Avaliação do desempenho das camadas	11
3.1.1 – Ensaio de carga com placa (ECP)	11
3.1.2 – Defletómetro de Impacto (Falling Weight Deflectometer – FWD).....	13
3.1.3 – Defletómetro de Impacto Portátil (DIP).....	16
3.1.4 – Soil Stiffness Gauge - Geogauge.....	20
3.1.5 – Radar de prospeção (GPR)	22
3.1.6 – Outros equipamentos não destrutivos.....	25
3.2 – Grau de compactação.....	36
3.2.1 – Gama densímetro (GD)	36
3.2.2 – Garrafa de Areia (GA)	38
3.3 – Considerações finais.....	40
4 - Estudo experimental	43
4.1 – Considerações iniciais	43
4.2 – Caracterização da infraestrutura	43

4.3 – Construção das camadas	44
4.4 – Ensaios das camadas de fundação e leito de pavimento.....	52
4.4.1 – Avaliação do grau de compactação	52
4.4.2 – Avaliação de desempenho de camadas.....	61
4.5 – Ensaios na camada de solo-cimento.....	73
4.5.1 – Avaliação do grau de compactação	73
4.5.2 – Avaliação de desempenho de camadas.....	75
4.6 – Ensaios na camada de misturas betuminosas.....	77
4.6.1 – Controlo da mistura betuminosa	77
4.6.2 – Avaliação de desempenho de camadas.....	81
4.7 Considerações finais	85
 5 - Retro análise estrutural de EBVT	 87
5.1 – Avaliação da fundação.....	88
5.2 – Avaliação do pavimento.....	90
 6 - Conclusões gerais e trabalhos futuros.....	 97
Referências bibliográficas	99

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Estrutura de uma EBVT, Adaptado de Jorge, 2014.....	7
Figura 2.2 – Estradas de terra: a) Construção estrada de terra no Gana; b) Reposicao de material na estrada de terra, COWI, 2003	9
Figura 3.1 – Ensaio carga com placa, Grupoisidoro, 2015.....	12
Figura 3.2 – Deflectómetro de Impacto do LNEC.....	14
Figura 3.3 – Principio de execucao do FWD, adaptado de Domingos, 2007	15
Figura 3.4 – Deflectómetro de impacto portatil: a) Massa e fixação da massa; b) Geofones central e viga; c) equipamento pronto a executar ensaio; d) PDA	17
Figura 3.5 – Geogauge: a) Painel de controlo; b) Base de apoio; c) Dimensões do equipamento; d) Equipamento	20
Figura 3.6 – Equipamento Geogauge , Adaptado Fortunato, 2005.....	21
Figura 3.7 – Modo de funcionamento do GPR, Alves, 2007 adaptado Fontul, 2004	23
Figura 3.8 – Radar de prospecção do LNEC: a) Radar de de prospecção; b) Equipamento de aquisicao de dados.	24
Figura 3.9 – a) Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo – Portancemètre; b) Detalhe roda vibrante; c)Esquema de funcionamento, adaptado de Martins et al, 2004 e Fortunato, 2005	26
Figura 3.10 – Cone de Penetraçao Dinâmica: a) ensaio com o CPD, adaptado Siekmeir et al, 2009; b) Ensaio CPD realizado no Uganda [COWI].....	28
Figura 3.11 – Dimensões do CPD, adpatado Green et al, 2009.....	29
Figura 3.12 – Utilização da Viga de Benkleman, connalsrl, 20015	30
Figura 3.13 – Exemplo de esquema da viga de Benkleman, adaptado Francisco, 2012.....	30
Figura 3.14 – Deflectograma – Exemplo de linha de influência obtida no ensaio com a Viga Benkleman, Francisco, 2012.....	31
Figura 3.15 – Rolling Wheel Deflectometer (RWD), Fhwa, 2015.....	32
Figura 3.16 – Road Deflection Tester (RDT), peterandren, 2015	33
Figura 3.17 – High Speed Deflectograph (HSD), Rasmussen, 2005	33
Figura 3.18 – Deflectógrafo Lacroix: a) Camião utilizado na realização do ensaio; b) Viga de referência, DNIT, 2012.....	34
Figura 3.19 – Esquema de funcionamento do Curviametro, eurorva, 2015	35
Figura 3.20 – Curviametro, libero, 2015.....	35

Figura 3.21 – Modo de funcionamento do Gama densímetro: a) Modo Indirecto; b) Modo directo,	37
Figura 3.22 – Gama densímetro: a) Equipamento de medição; b) Bloco de calibração; c) Guia da haste de medição; d) Ponteiro e ferramenta de extracção; e) Caixa de transporte; f) Marreta para furação	38
Figura 3.23 – Garrafa de areia: a) Início do ensaio; b) Enchimento do furo com areia calibrada, uta, 2015	39
Figura 3.24 – Ensaio em Southern African Development Community (SADC): a) Ensaio com o gama densímetro; b) Ensaio garrafa de areia; c) Ensaio com o CPD, SADC, 2003	41
 Figura 4.1 – Localização do pavilhão no LNEC	43
Figura 4.2 – a) Portão do pavilhão do LNEC; b) Interior do pavilhão antes da construção.....	44
Figura 4.3 – Diferentes estruturas incorporadas no pavimento para as camadas de desgastes e solo cimento.....	46
Figura 4.4 – Espessuras das camadas de fundação do trecho experimental	47
Figura 4.5 – Esquematisação do trecho experimental.....	47
Figura 4.6 – Esquematisação em planta do trecho experimental	48
Figura 4.7 – Equipamentos: a) Autobetoneira; b) Retroescavadora; c) Cilindro de rasto liso tipo Tandem; d) Placa vibratória.	49
Figura 4.8 – Execução camada desgaste: a) Colocação de revestimento superficial com auxilio de camião tanque; b) Pavimentação do trecho com auxilio de uma espalhadora.	50
Figura 4.9 – Ensaio de Garrafa de areia: a) Picagem do solo ; b) Retirar o solo; c) Colocação da areia calibrada no furo	53
Figura 4.10 – Evolução do Grau de compactação com o teor em água na Garrafa de Areia	54
Figura 4.11 – Ensaio com o Gama densímetro: a) Preparação da superfície; b) Colocação da haste para ensaio; c) Realização do ensaio.....	56
Figura 4.12 – Evolução do grau de compactação com o teor em água no Gama densímetro	58
Figura 4.13 – Grau de compactação, relação Gama densímetro vs Garrafa de areia para as camadas de fundação	60
Figura 4.14 – Ensaio do Geogauge	61
Figura 4.15 – Módulo de deformabilidade obtido nas camadas de fundação: a) Primeira camada (Solo fundação 1); b) Terceira camada (Solo Fundação 3); c) Quarta camada(Solo Fundação 4); d) Quinta camada(Solo Fundação 5)	62

Figura 4.16 – Evolução do módulo de deformabilidade com a variação teor em água nas camadas de fundação a) Gama densímetro e b) Garrafa de Areia; Evolução módulo de deformabilidade com o grau de compactação c) Gama densímetro e d) Garrafa de Areia.....	63
Figura 4.17 – Módulo de deformabilidade Leito de Pavimento.....	64
Figura 4.18 – Ensaio com o DIP: a) equipamento pronto para ensaio; b) Ligação entre placa central e viga; c) Pormenor do geofone em contacto com o solo.....	65
Figura 4.19 – Módulo de deformabilidade DIP- zona 1	65
Figura 4.20 – Módulo de deformabilidade das camadas de fundação - DIP	67
Figura 4.21 – Módulo de deformabilidade das 4 zonas do trecho experimental para as camadas de fundação.....	68
Figura 4.22 – Relação módulo de deformabilidade do DIP e o grau de compactação: a) Relação do DIP – Gama densímetro; b) Relação DIP – Garrafa de Areia	68
Figura 4.23 – Deflectómetro de Impacto LNEC.....	69
Figura 4.24 – Deflexões obtidas com o Deflectómetro de Impacto do LNEC.....	70
Figura 4.25 – Radar de Prospeção: a) Antenas do Radar; b) Painéis de alumínio.....	71
Figura 4.26 – Imagens com o Radar de Prospeção com antenas de 1,8 GHz e 1,0 GHz na camada de leito de pavimento.....	72
Figura 4.27 – Localização dos painéis de alumínio nas camadas de leito de pavimento e fundação ..	72
Figura 4.28 – Evolução do grau de compactação com o teor em água	74
Figura 4.29 – Módulos de deformabilidade obtidos com o Geogauge na camada de solo cimento.....	76
Figura 4.30 – Módulo de deformabilidade obtido com o DIP na camada de solo cimento.....	77
Figura 4.31 – Análise granulométrica do agregado recuperado da mistura betuminosa	78
Figura 4.32 – Efeito da quantidade de betume numa mistura betuminosa, Adaptado de Mendes, 2011	79
Figura 4.33 – Deflexões obtidas com o Deflectómetro de Impacto do LNEC.....	82
Figura 4.34 – Medições realizadas com o Radar de Prospeção na camada de mistura betuminosa com as antenas de 1,8 GHz e 1,0 GHz	84
Figura 4.35 – Localização dos painéis de alumínio nas camadas de mistura betuminosa e solo-cimento.....	85
Figura 5.1 – Módulo de deformabilidade das camadas de fundação	89
Figura 5.2 – Deflexões medidas pelo DIP no leito de pavimento e calculadas no modelo estrutural obtido pelo programa Bisar	90

Figura 5.3 – Evolução da deformação com o afastamento da aplicação da carga para a estrutura de pavimento da zona de ensaio 1 (Z1)	91
Figura 5.4 – Evolução da deformação com o afastamento da aplicação da carga para a estrutura de pavimento da zona de ensaio 2 (Z2)	92
Figura 5.5 – Evolução da deformação com o afastamento da aplicação da carga para a estrutura de pavimento da zona de ensaio 3 (Z3)	93
Figura 5.6 – Evolução da deformação com o afastamento da aplicação da carga para a estrutura de pavimento da zona de ensaio 4 (Z4)	94
Figura 5.7 – Deflexões medidas pelo DIP no pavimento e calculadas com base no modelo estrutural obtido com o programa Bisar	95

Lista de Quadros

Quadro 2.1 – Quantitativo de veículos para diferentes tipos de EBVT, adaptado de Jorge, 2014 e Antunes, 2013.....	8
Quadro 2.2 – Características de estruturas usuais em EBVT, Adaptado de Jorge, 2014.....	10
Quadro 3.1 – Características FWD, adaptado de Motta et al, 2008 e Batista, 2009.....	16
Quadro 3.2 – Características do Deflectometro de impacto ligeiro, Adaptado de Fortunato, 2005	19
Quadro 3.3 – Características MCSC.....	26
Quadro 3.4 – Comparação entre equipamentos de controlo das características do solo	42
Quadro 4.1 – Número de passagens do cilindro e espessuras das camadas.....	50
Quadro 4.2 – Localização e tipo de ensaios realizados nas várias camadas.....	52
Quadro 4.3 – Resultados de Garrafa Areia nas camadas de fundação.	53
Quadro 4.4 – Resultados de Garrafa Areia na camada de Leito de Pavimento	54
Quadro 4.5 – Resultados obtidos na primeira camada de fundação (SF1) com o equipamento Gama densímetro.....	56
Quadro 4.6 – Resultados obtidos na segunda camada de fundação (SF2) com o equipamento Gama densímetro.....	56
Quadro 4.7 – Resultados obtidos na terceira camada de fundação (SF3) com o equipamento Gama densímetro.....	57
Quadro 4.8 – Resultados obtidos na quarta camada de fundação (SF4) com o equipamento Gama densímetro.....	57
Quadro 4.9 – Resultados obtidos na quinta camada de fundação (SF5) com o equipamento Gama densímetro.....	57
Quadro 4.10 – Resultados obtidos na sexta camada, leito de pavimento, com o equipamento Gama densímetro.....	59
Quadro 4.11 – Resultados obtidos na sexta camada, leito de pavimento, com o equipamento Gama densímetro (15 dias após compactação)	59
Quadro 4.12 – Resultados obtidos na sexta camada, leito de paviemnto, com o equipamento Gama densímetro (20 dias após compactação)	59

Quadro 4.13 – Módulo de deformabilidade das camadas de fundação: a) Camada Solo fundação 1; b) Camada Solo de fundação 3; c) Camada Solo de fundação 4; d) Camada Solo de fundação 5	66
Quadro 4.14 – Módulo de deformabilidade da camada de leito de pavimento.....	66
Quadro 4.15 – Deflexões medidas com o Deflectómetro de Impacto do LNEC	70
Quadro 4.16 – Resultados obtidos com o método da Garrafa de Areia na camada de solo - cimento	73
Quadro 4.17 – Resultados obtidos com o Gama densímetro nas camadas de solo-cimento	74
Quadro 4.18 – Módulo de deformabilidade obtido com o Geogauge na camada de solo cimento.....	75
Quadro 4.19 – Módulo de deformabilidade obtido com o DIP na camada de solo-cimento.....	76
Quadro 4.20 – Determinação do teor em betume e da percentagem de betume da mistura.....	79
Quadro 4.21 – Valores de penetração e de temperatura de amolecimento da amostra de betume recuperada da mistura	80
Quadro 4.22 – Resultados do ensaio Marshall	81
Quadro 4.23 – Determinação de sensibilidade à água.....	81
Quadro 4.24 – Módulo de deformabilidade medido com o DIP na camada de desgaste	82
Quadro 4.25 – Deflexões (μm) obtidas com o Defletómetro de Impacto do LNEC.....	83
 Quadro 5.1 – Modelo estrutural do pavimento para a zona de ensaio 1 (Z1) – Leito pavimento	88
Quadro 5.2 – Modelo estrutural do pavimento para a zona de ensaio 2 (Z2) – Leito de pavimento	88
Quadro 5.3 – Modelo estrutural do pavimento para a zona de ensaio 3 (Z3) – Leito de pavimento	88
Quadro 5.4 – Modelo estrutural do pavimento para a zona de ensaio 4 (Z4) – Leito de pavimento	89
Quadro 5.5 – Modelo estrutural do pavimento da zona de ensaio 1 (Z1).....	91
Quadro 5.6 – Modelo estrutural do pavimento da zona de ensaio 2 (Z2).....	92
Quadro 5.7 – Modelo estrutural do pavimento da zona de ensaio 3 (Z3).....	93
Quadro 5.8 – Modelo estrutural do pavimento da zona de ensaio 4 (Z4).....	94

Simbologia

a	- raio da placa de carga;
A	- fator de rigidez da placa de carga;
C_{med}	- força de impacto registada no impacto;
C_p	- carga padrão;
D_{ci}	- deflexão calculada no sismómetro i ;
DD	- baridade seca;
D_i^{med}	- deflexão medida no geofone i , medida no impacto do ensaio de carga registada;
D_i^{norm}	- deflexão no geofone i , normalizada para carga padrão;
D_{mi}	- deflexão medida no sismómetro i ;
dr	- deflexão medida no geofone central;
d_0	- deflexão medida no centro da carga de placa;
$d_{2,3}$	- deflexão medida no 2º ou 3º geofone;
E	- módulo de deformabilidade;
E_r	- módulo de deformabilidade à distância r ;
EV_1	- módulo de deformabilidade medido no 1º ensaio de carga;
EV_2	- módulo de deformabilidade medido no 2º ensaio de carga;
E_0	- módulo de deformabilidade equivalente;
$E_{2,3}$	- módulo de deformabilidade equivalente, geofones adicionais;
F	- força;
K	- rigidez do material;
L_1	- comprimento entre articulação e o defletómetro da viga de benkleman;
L_2	- comprimento entre a ponta apalpadora e a articulação da viga de benkleman;
m_1	- massa inicial da garrafa de areia;
m_4	- massa do material escavado no furo;
m_5	- massa da garrafa de areia remanescente;
$m_{\bar{2}}$	- constante da garrafa de areia;
N	- número total de sismómetros;
ns	- nano segundos;
P	- pressão de contacto;
r	- distância do sensor ao centro;
$r_{2,3}$	- distância medida no 2º ou 3º geofone ao centro da placa;
R	- raio exterior do anel de carga;
w	- teor em água;
δ	- deslocamento;
γ_a	- peso volúmico da areia;
γ_s	- peso volúmico do solo;
γ_d^{campo}	- peso volúmico seco obtido em campo;

γ_d^{max}	- peso volúmico seco obtido em laboratório;
Δh_1	- deslocamento da ponta apalpadora;
Δh_2	- deflexão medida pelo defletómetro;
\varnothing	- diâmetro do provete;
σ_0	- tensão constante sob a placa de carga;
ν	- coeficiente de Poisson.

Siglas

AASTHO	- American Association of State Highway and Transport Officials;
ASTM	- American Society for Testing and Materials;
CBR	- California Bearing Ratio;
CE	- Caderno de Encargos;
CETE	- Centre d'Etudes Techniques de L'Equipement;
CPD	- Cone de Penetração Dinâmica;
DCP	- Dynamic Cone Penetrometer;
DIP	- Defletometro de Impacto Ligeiro;
EBVT	- Estradas de Baixo Volume de Tráfego;
ECP	- Ensaio Carga com Placa;
FHWA	- Federal Highway Administration;
FWD	- Falling Weight Deflectometer;
GA	- Garrafa de Areia;
GC	- Grau de Compactação;
GD	- Gama densímetro;
GPR	- Ground Penetrating Radar;
HWD	- Heavy Weight Deflectometer;
HSD	- High Speed Deflectograph;
ICPD	- Índice de CPD;
ITS _D	- Média da resistência á tração indireta do “grupo molhado”;
ITSR	- Resistência conservada em tração indireta (%);
ITS _W	- Média da resistência á tração indireta do “grupo seco”;
LFWD	- Light Falling Weight Deflectometer;
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
LNEC E	- Especificações LNEC;
MCSC	- Medidor de Capacidade de Suporte em Continuo;
PALOP	- Países Africanos de Língua Oficial Portuguesa;
PDA	- Personal Digital Assistant;

RMS	- Root Mean Square;
RWD	- Rolling Wheel Deflectometer;
SADC	- Southern African Development Community;
SEAPR	- Sistema de Ensaio Acelerado de Pavimentos Rodoviários;
SSG	- Soil Stiffness Gauge;
TMDA	- Tráfego médio diário anual;
WASHO	- Western Association of State Highway Organizations.

1 - Introdução

1.1 – Enquadramento

As vias de comunicação, em especial a rede rodoviária, constituem as infraestruturas essenciais para o crescimento global dos países.

As Estradas de Baixo Volume Tráfego (EBVT) são típicas das zonas rurais, fora dos grandes centros urbanos e são fundamentais para o crescimento socioeconómico sustentado e desenvolvimento de um país, sendo uma estratégia para a atenuação da pobreza.

A definição de Estradas de Baixo Volume Tráfego é designada de diferentes maneiras de acordo com o panorama de cada país. Embora o conceito seja relativo ao local do pavimento, a baixa disponibilidade de recursos para projeto, conceção e manutenção são comuns em todo o mundo.

Definir com clareza o significado de Estradas de Baixo Volume Tráfego torna-se difícil, sendo que existe uma grande diversidade de países no mundo, com diferentes capacidades de crescimento económico e capacidade para investimento na área dos pavimentos, tornando assim difícil contemplar uma única definição. As EBVT, de um modo geral, podem ser consideradas estradas com menor relevância de uma rede viária comparativamente a estradas principais, contudo se for considerada em termos percentuais num total da rede viária estas podem ter uma grande importância. Isto verifica-se nos países em desenvolvimento em que a extensão deste tipo de estrada apresenta um elevado valor.

Após a construção dos pavimentos destas estradas, devem ser definidas e adotadas medidas de conservação e manutenção por forma a proporcionar boas condições de segurança e conforto aos utentes da via assim como garantir a capacidade estrutural da estrutura. Estas medidas pretendem aumentar o tempo de vida útil da estrutura e diminuir os custos a longo prazo.

O estudo apresentado neste trabalho tem como finalidade demonstrar que para a realização de um controlo de qualidade de uma EBVT existem diversos equipamentos, apresentando vantagens e desvantagens, classificando-se como destrutivos ou não destrutivos, podendo ser executados *in situ* ou não, de acordo com o equipamento a utilizar. Deste modo, os equipamentos permitem avaliar as características dos pavimentos tais como o módulo de deformabilidade, grau de compactação e capacidade de carga.

O presente estudo está inserido no projeto TROPICAL-PAV que consistiu na construção de um modelo físico real, de quatro estruturas diferentes de EBVT, construído no Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

1.2 – Objetivos e metodologia

O objetivo deste trabalho como indica o título, Controlo de Qualidade de Estradas de Baixo de Volume Tráfego, é mostrar como o controlo de qualidade é peça fundamental numa obra de Engenharia Civil, nomeadamente em pavimentos rodoviários.

As várias camadas dos pavimentos rodoviários são construídas de modo a maximizar e garantirem as suas funções, sendo possível consegui-lo através de uma adequada construção e um eficiente controlo de qualidade.

O controlo de qualidade será realizado com recurso a ensaios não destrutivos executados numa Estrada de Baixo Volume Tráfego (EBVT) construída à escala real nas instalações do Laboratório de Engenharia Civil (LNEC).

O controlo de qualidade da EBVT é executado com a realização de ensaios em todas as camadas construídas com diferentes equipamentos: Soil Stiffness Gauge (SSG), Defletómetro de Impacto (FWD), Defletómetro de Impacto Portátil (DIP), Gama densímetro e Radar de prospeção (GPR), equipamentos do Departamento de Transportes do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (DT-LNEC) e ainda o ensaio Garrafa de Areia.

1.3 – Estrutural geral do trabalho

O presente trabalho está organizado em seis capítulos, incluindo este capítulo 1, onde se faz o enquadramento do tema do trabalho e se enunciam os objetivos do mesmo.

No capítulo 2 apresenta-se uma síntese do que são Estradas de Baixo Volume Tráfego, fazendo referência aos seus aspetos mais importantes e aos condicionalismos destas. Referem-se ainda de uma forma breve o que são as estradas de terra e a sua importância para os Países em desenvolvimento.

No capítulo 3 faz-se uma descrição dos equipamentos e técnicas de ensaio utilizados no controlo e caracterização de pavimentos rodoviários. É feita uma descrição detalhada de cada equipamento e o seu modo de funcionamento e são mencionadas vantagens e desvantagens dos mesmos. Neste mesmo capítulo faz-se referência à importância da realização de ensaios não destrutivos para a caracterização dos pavimentos, bem como ensaios destrutivos. Faz-se ainda alusão a equipamentos de caracterização dos pavimentos que não sendo *in situ* apresentam vantagens e desvantagens na sua utilização.

O capítulo 4 diz respeito ao estudo experimental desenvolvido para o presente trabalho. Numa primeira fase envolveu a realização de ensaios não-destrutivos de uma Estrada de Baixo Volume Tráfego. Realizaram-se ensaios de controlo de qualidade da EBVT com cinco equipamentos, o SSG, o DIP, GPR, FWD e o gama densímetro e ainda se procedeu ao ensaio de garrafa de areia em todas as camadas.

Além disso, é descrito todo o processo relativo à construção das várias camadas a ensaiar do pavimento rodoviário.

No capítulo 5 faz-se uma análise estrutural de uma EBVT utilizando um programa computacional, o Bisar 3.0, é um programa de cálculo automático baseado em modelação linear elástica. Realizou-se uma análise comparativa do módulo de deformabilidade calculado pelo programa e o valor retirado dos ensaios *in situ*, ou seja, comparação entre o valor medido e o calculado.

No capítulo 6 apresentam-se as principais conclusões alcançadas no trabalho desenvolvido. Neste último capítulo também são efetuadas algumas considerações relativamente a trabalhos futuros.

2 - Estradas de Baixo Volume de Tráfego

2.1 – Considerações iniciais

A principal função de um pavimento rodoviário consiste em garantir uma circulação dos veículos em condições de segurança e garantir a máxima comodidade para os utentes, durante um determinado período de tempo, tendo em conta as ações de carga provocadas pelo tráfego e as condições climáticas que ocorram [Branco et al., 2006].

Para que um pavimento seja funcional e satisfaça as exigências dos utilizadores, na conceção do mesmo deve ser tida em conta a carga a que este está sujeita, bem como os materiais a utilizar. Um pavimento que seja funcional deve apresentar boas condições de segurança por forma a satisfazer as necessidades dos utentes. Uma outra função do pavimento é a função estrutural, devendo ser dimensionado por forma a receber as cargas transmitidas ao pavimento pelos veículos, bem como não sofrer deformações que não estejam nos limites permitidos, por forma a comprometer o comportamento do pavimento.

Os pavimentos rodoviários são estruturas multiestratificadas constituídos por diferentes camadas, tendo cada uma a sua função, sendo esta principal diferenciação. A camada superior, camada de desgaste com função de proteção do pavimento da água, garantir boa impermeabilidade, e proporcionar boa aderência aos rodados dos veículos bem como comodidade e segurança; camada intermédia, camada de base e sub-base, elemento estrutural que protege a fundação de sofrer deformações provocadas pelo tráfego, esta camada pode conter camadas com ligantes hidráulicos, betuminosos e/ou camadas granulares; ultima camada, camadas de fundação, constitui de suporte ao pavimento [Antunes et al. 2013].

Podem considerar-se três tipos de pavimentos rodoviários: pavimentos flexíveis, pavimentos semi rígidos e os pavimentos rígidos. Os pavimentos diferem entre si, na sua constituição e no modo de funcionamento (deformabilidade).

Os pavimentos flexíveis são constituídos por camadas ligadas por materiais betuminoso nas camadas superiores, que lhe conferem alguma deformabilidade e por camadas granulares nas camadas inferiores. As camadas betuminosas devem ser impermeáveis de modo a evitar a entrada de água exterior para as camadas inferiores.

Os pavimentos rígidos caracterizam-se pela camada de desgaste ser constituída por uma laje de betão de elevada resistência. Esta camada superior é constituída por betão (material granular estabilizado com ligantes hidráulicos-cimento) e as camadas inferiores são constituídas por material granular estabilizado com ligantes hidráulicos ou não.

Os pavimentos semirrígidos caracterizam-se por conter características dos pavimentos anteriormente referidos, ou seja, são constituídos por uma camada betuminosa na parte superior e as camadas inferiores que desempenha um papel estrutural é executada por uma camada em mistura com ligante hidráulico [Branco et al., 2006].

2.2 – Estrutura de uma EBVT

No panorama mundial as Estradas de Baixo Volume de Tráfego (EBVT) têm características muito similares, com a ressalva para as particularidades climáticas e geológicas de cada país.

Nos Países em desenvolvimento, a parte económica disponível para construir novos pavimentos é muito importante. A utilização de materiais disponíveis nas regiões e técnicas que possam ser utilizadas facilmente no local diminui significativamente os custos. Contudo, determinados solos não apresentam características necessárias para a construção de pavimentos, desta forma os solos necessitam de estabilização para poderem ser utilizados em pavimentos, para solucionar o problema são misturados nos solos ligantes hidráulicos: cimento, cal [Sant'Ana, 2009].

A estrutura do pavimento das Estradas de Baixo Volume de Tráfego, não consiste numa estrutura de pavimentos padrão, mas sim numa estrutura capaz de responder as exigências impostas pelo tráfego, mais reduzido, adequando as espessuras das camadas, os recursos e as técnicas a aplicar neste tipo de pavimento.

Um dos principais objetivos da construção de uma EBVT é fornecer uma estrutura económica quanto ao tipo de material e espessura das camadas, por forma a suportar a carga do tráfego sem que ocorram degradações a curto prazo.

Nos Países em vias de desenvolvimento na construção das EBVT utiliza-se o solo natural e o cascalho da região devido ao custo relativamente barato para exploração, por comparação com materiais processados, como a brita. Além disso, em muitos Países estes são a única fonte de material dentro de uma distância razoável à obra. Devido à influência que estes materiais têm na construção das EBVT é essencial que sejam utilizados nas construções.

O uso de materiais locais exige não só um bom conhecimento das suas propriedades e comportamento, mas também do tráfego, ambiente físico, e suas interações. Além disso, vai exigir o uso de métodos de conceção do pavimento adequados e a aplicação de normas adequadas de conceção, juntamente com a qualidade de construção que está em conformidade com as normas exigidas.

Uma estrutura típica () de uma Estrada de Baixo Volume de Tráfego contempla três camadas principais [SADC, 2003]:

- Revestimento;
- Pavimento estrutural (Base e sub-base);
- Fundação.

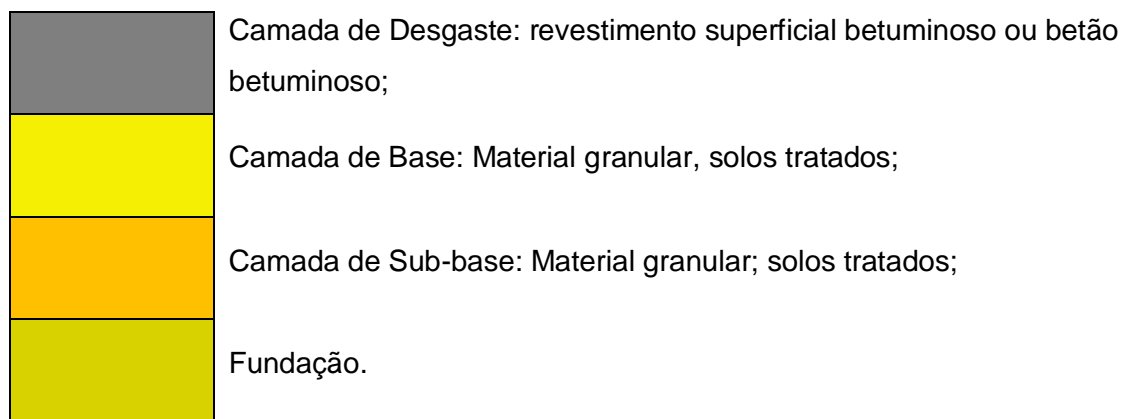


Figura 2.1 – Estrutura de uma EBVT, Adaptado de [Jorge, 2014]

Revestimento

O revestimento é a camada superior do pavimento e forma uma interface com tráfego e o meio ambiente. É normalmente constituída por uma superfície impermeável, de material betuminoso não estrutural ou uma camada de material betuminoso estrutural (betão betuminoso).

Base

A base é o principal suporte de carga, sendo a camada distribuidora de carga do pavimento e normalmente consiste em cascalho naturais, solos de cascalho, rocha decomposta, areias e argilas de areia. Os materiais apresentam propriedades inferiores e são frequentemente estabilizados com ligantes hidráulicos.

Sub-base

A sub-base é também uma a camada que permite a distribuição das cargas e consiste num material de menor qualidade do que a utilizada na base. Esta camada protege o leito do pavimento, atuando como uma plataforma de construção e fornece uma plataforma rígida contra a qual a base pode ser adequadamente compactada.

Fundação

A fundação é a zona superior do solo natural que suporta a estrutura do pavimento. Pode ser constituída por material local sem perturbações ou solo oriundo de outros lugares. Em ambos os casos, a camada é compactada durante a construção para dar maior resistência.

As EBVT são estruturas rodoviárias, na grande maioria, iguais às estruturas dos outros tipos de estradas. Contudo, numa grande parte, estas não são dotadas de uma camada de revestimento. São tradicionalmente construídas com materiais locais, com alguma percentagem de cascalho por forma a tornar o pavimento mais resistente às ações externas, como tráfego e clima. Deste modo, as

camadas granulares apresentam um papel muito importante nas EBVT, sendo a camada estrutural e finalidade de distribuir as cargas induzidas pelo tráfego.

Devido ao elevado custo na utilização de camadas de revestimento com betuminoso, estas podem ser substituídas com revestimento em cascalho ou solo, contudo neste formato aumentam as vulnerabilidades aos efeitos do ambiente rodoviário [Antunes et al., 2013; Jorge, 2014].

A classificação das Estradas de Baixo Volume Tráfego não é uma temática que tenha uma regra pré estabelecida, ou seja, o valor do Tráfego Médio Diário Anual (TMDA), que classifica as estradas, não apresenta o mesmo valor para todos os países quando se pretende definir EBVT. O Quadro 2.1 apresenta alguns valores referentes a diferentes classificações de EBVT, adotadas em diversos Países.

Quadro 2.1 – Quantitativo de veículos para diferentes tipos de EBVT, adaptado de [Jorge, 2014 e Antunes, 2013]

País	TMDA
EUA (AASHTO)	<400
África do Sul	<200
Áustria	<100
França	<150
Estados do Brasil (São Paulo, Paraná, Mato Grosso e Goiás)	<200
Etiópia	150 – 300

TMDA - Tráfego Médio Diário Anual

2.3 – Estradas de terra

As estradas de terra (Figura 2.2), também designadas por estradas não pavimentadas ou não revestidas, foram concebidas para diminuir a distância entre as zonas rurais e as urbanas, permitindo a deslocação de pessoas e bens. Estas têm como objetivo proporcionar às populações o acesso a serviços de saúde, educação e comércio, permitindo também o desenvolvimento a nível económico, social e cultural do País.

As EBVT pelo seu baixo tráfego, quase sempre, não são dotadas de uma estrutura de pavimento que contemple a aplicação de um revestimento. Estas estradas, cujo tráfego circula sobre o leito natural

do pavimento, são constituídas pelo solo local que contém algumas pedras de grandes dimensões que lhes fornece alguma capacidade de carga, tornando-a assim mais resistente as condições do tráfego e ao clima.



a)



b)

Figura 2.2 – Estradas de terra: a) Construção estrada de terra no Gana; b) Reposicao de material na estrada de terra [COWI, 2003]

Contudo, a ausência de revestimento ou a existência de apenas uma camada de revestimento primário, pode inibir a circulação de tráfego, diminuindo assim o desenvolvimento regional e rural. Além disso, a conservação deste tipo de pavimento requer, a curto e longo prazo a recolocação de material no pavimento (Figura 2.2 b)). Por outro lado, este tipo de pavimento promove a emissão de poeiras devido a ação do tráfego, prejudicando assim as populações locais, nomeadamente na agricultura e na qualidade do ar [Jorge, 2014].

A existência de um pavimento com revestimento traz grandes vantagens e benefícios aos diversos segmentos da sociedade, como proporcionar melhor conforto aos utilizadores, diminuição dos custos operacionais dos veículos e dos pavimentos, bem como melhorias na qualidade de vida da população.

A utilização de materiais locais e de técnicas construtivas mais simples permitem a construção de pavimentos a custos mais baixos, e não devem ser considerados de menor qualidade, quer no desenvolvimento, execução e controle. Devido a estas condições, estes três tópicos são ainda realizados com maior pormenor, dando garantias das EBVT.

Um aspeto importante aquando da construção deste tipo de pavimentos está relacionado com o tipo e qualidade do material a utilizar na camada de desgaste. Caso a região assim o permita, utiliza-se o material disponível no local. As camadas devem estar devidamente niveladas e compactadas, para que a circulação dos veículos se faça com toda a segurança e conforto. Uma boa compactação influencia também a frequência de manutenção do pavimento, quanto melhor compactadas estiverem as camadas dos pavimentos, menores as degradações e melhor é o desempenho da estrutura. Caso o material existente seja heterogéneo a colocação em obra deve ser feita de acordo com a qualidade,

camadas superiores com material de melhor qualidade para melhor resistir as ações do tráfego [Santos I, 2013].

Uma característica das estradas de terra é ter a camada superficial permeável, logo esta fica sujeita ao arrastamento de material em períodos de maior precipitação, devido à dificuldade de escoamento das águas superficiais. Deste modo é necessário aquando da conceção do pavimento atender a aspetos relacionados com a geometria do pavimento, de modo a adotar o traçado mais indicado.

2.4 – Síntese

Um sistema de EBVT bem projetado, executado e em constante monitorização é essencial para o desenvolvimento de muitas comunidades. São vias importantes para populações localizadas em áreas remotas, garantindo o fluxo de bens essenciais e dinamizando a economia das regiões.

As EBVT em que o revestimento superficial é composto por solo ou cascalho, contemplam maiores níveis de manutenção ao longo do tempo. Em muitas situações os recursos disponíveis para garantir a manutenção são escassos, sofrendo assim as comunidades com estes problemas. O Quadro 2.2 apresenta as características das diferentes estruturas de revestimento utilizadas nas EBVT.

Quadro 2.2 – Características de estruturas usuais em EBVT, Adaptado de [Jorge, 2014]

Estrutura	Características
Revestimento Betuminoso	<ul style="list-style-type: none">- Elevados custos iniciais- Maior vida útil- Menores custos de manutenção- Utilização com condições climáticas adversas
Revestimento com solo	<ul style="list-style-type: none">- Menores custos iniciais- Maiores custos de manutenção- Necessário monitorização e manutenção frequente- Utilização condicionada às condições climáticas
Revestimento não betuminoso (blocos, pedra)	<ul style="list-style-type: none">- Mão-de-obra especializada- Facilidade de reparações localizadas- Utilização com condições climáticas adversas

Os tratamentos superficiais, como o betuminoso, proporcionam melhor circulação dos utentes da via, contudo a sua construção fica mais cara, com utilização de betume importado, equipamento especializado e mão-de-obra qualificada. Os revestimentos em solo ou cascalho têm um custo mais baixo, mas são particularmente vulneráveis às condições climáticas.

É importante garantir infraestruturas de transporte uteis e sustentáveis, utilizando técnicas e materiais locais de modo eficiente.

3 - Ensaaios de caracterização

3.1 – Avaliação do desempenho das camadas

Na execução de um pavimento rodoviário, durante a construção das várias camadas é necessário fazer uma avaliação da capacidade estrutural, podendo-se utilizar equipamentos *in situ para avaliação pontual ou* em contínuo.

A avaliação *in situ* contribui para que os trabalhos possam prosseguir de forma segura, sendo útil dispor de equipamentos de fácil utilização, que permitam obter resultados rapidamente e seguros. Sendo importante conhecer as características dos materiais e a sua qualidade, tanto do solo de fundação como das camadas constituintes dos pavimentos rodoviários, é muito útil esta avaliação. Os ensaios *in situ* podem ser designados de ensaios não destrutivos e ensaios destrutivos. Os primeiros são definidos como ensaios que não provocam alteração do meio, seja a nível físico, químico, mecânico ou dimensional. Por sua vez, os segundos, são caracterizados como destrutivos, por de algum modo alterarem de forma permanente as propriedades do meio, dado que são removidas amostras das camadas dos pavimentos para posterior avaliação em laboratório. Os equipamentos de avaliação *in situ* são de fácil utilização, por conseguinte, também de fácil obtenção dos resultados, permitindo avanços na construção dos pavimentos com resultados seguros e precisos.

Existem outros métodos de controlo de qualidade dos pavimentos, não sendo *in situ* têm outras potencialidades bem como alguns constrangimentos. Uma das vantagens em utilizar estes equipamentos diz respeito à simulação do tráfego em tempo real, ou seja, existem métodos de análise que realizam o ensaio à velocidade tráfego, melhorando e simulando a realidade. Contudo, uns dos principais aspetos negativos, apesar de mais sofisticados, são os custos operacionais associados, muito mais elevados.

De seguida são apresentados, além do ensaio de carga com placa, considerado como de referência para controlo de desempenho de camadas, os ensaios realizados no âmbito deste estudo e é feita uma breve apresentação de outros ensaios existentes.

3.1.1 – Ensaio de carga com placa (ECP)

O ensaio de carga com placa (Figura 3.1) é um ensaio estático não destrutivo. Este método surgiu em meados dos anos 40, apareceu para estimar a capacidade de carga dos pavimentos rodoviários, avaliando a deformabilidade dos mesmos.

O ensaio é regido pelas normas ASTM D1195 (2004) Standard Test Method for Repetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements e ASTM D1196 (2004): Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements [Perta, 2015].

O ensaio consiste na aplicação da carga numa placa rígida, assente no solo e com geometria conhecida, medindo-se o seu deslocamento vertical. A aplicação da carga é realizada através de um macaco hidráulico, tendo uma célula de carga para medição da força aplicada, os deslocamentos verticais são medidos através de defletómetros instalados no equipamento, em relação à estrutura de referência.

O ensaio pode ser realizado à superfície ou a uma determinada profundidade e consiste na aplicação de ciclos de carga e descarga da placa rígida assente sobre a superfície de ensaio. O carregamento pode ser aplicado por patamares de carga com ou sem alteração da intensidade de carga. Existem vários tipos de ensaio como por exemplo ensaio lento, rápido, misto, cíclico, e com taxa de penetração constante [Govind, 2010].

No ensaio lento, em cada estágio a carga é mantida constante durante o tempo necessário para a estabilização do assentamento. No ensaio rápido, fixa-se um intervalo e tempo em cada estágio de carregamento, independentemente da estabilização do assentamento. O ensaio misto consiste numa junção dos dois ensaios anteriores, onde numa primeira parte é de acordo com o ensaio lento e uma segunda com o ensaio rápido. O ensaio cíclico permite uma melhor avaliação do efeito repetitivo das cargas aplicadas pelos veículos sobre o pavimento. No ensaio com taxa penetração constante, a placa penetra a uma velocidade constante, medindo-se a força necessária [Pestana, 2008].

Da análise dos resultados obtidos podem-se recolher dois módulos de deformabilidade designados por EV_1 e EV_2 , que correspondem ao 1º e 2º carregamento do ensaio de carga, respetivamente. De entre os módulos obtidos, o mais utilizado na análise estrutural é o EV_2 [Pereira, 2010 citado em Santos, 2013].



Figura 3.1 – Ensaio carga com placa [Grupoisidoro, 2015]

3.1.2 – Defletómetro de Impacto (Falling Weight Deflectometer – FWD)

O Defletómetro de Impacto – Falling Weight Deflectometer (FWD) é um equipamento para ensaios de carga não destrutivo, destinado a avaliar a capacidade estrutural de um pavimento, medindo a resposta do pavimento a uma carga de impacto. De modo clássico o equipamento está instalado no atrelado ligeiro, dispondo este de instrumentos de tratamento e processamento de dados.

O ensaio com o FWD consiste na aplicação de uma carga de impacto resultante da queda de uma massa de determinada altura sobre um conjunto de amortecedores e na medição das deflexões daí resultantes na superfície dos pavimentos [Consulpav, 2015 ; Lneec, 2015].

Para a medição das deflexões na superfície do pavimento, o atrelado suporta acelerómetros, onde a cada um corresponde um valor de assentamento da superfície do pavimento, o equipamento também faz leituras da temperatura da superfície dos pavimentos para uma correta análise dos resultados. A temperatura é um critério muito importante para análise do comportamento de um pavimento, a temperatura influencia as deflexões, quanto mais alta a temperatura, maior serão as deformações [Alves, 2007].

A principal vantagem em poder analisar a bacia defletométrica de um pavimento é em permitir uma melhor avaliação estrutural de cada camada, analisando o módulo de elasticidade das várias camadas [Motta et al, 2008].

O FWD trata-se de um ensaio não destrutivo, estando normalizado pela ASTM D4694-96 (2003) – “Standard Test Method for Deflections With a Falling-Weight-Type Impulse Load Device” [Lopes, 2010].

Na Figura 3.2 é possível visualizar o defletómetro de impacto do LNEC, modelo PRI 2100 FWD da Grontmij Carl Bro. Este equipamento é totalmente automatizado, encontra-se num atrelado ligeiro com rodado duplo, é composto por um eixo vertical, no qual se desloca uma massa, e por um eixo horizontal que contém um conjunto de acelerómetros a várias distâncias do eixo vertical.



Figura 3.2 – Deflectómetro de Impacto do LNEC

O equipamento dispõe de diferentes placas rígidas circulares, de vários diâmetros posicionadas na extremidade do eixo vertical, e a força gerada varia entre os 7kN e 150 kN de modo a simular a passagem de um veículo. Todo o processo de ensaio deste fica registado num computador portátil do equipamento.

A quando da realização do ensaio, posiciona-se o atrelado no ponto de ensaio, a massa do eixo vertical é largada a determinada altura transmitindo assim a força ao pavimento. As células de carga instaladas no atrelado medem a força e no ponto central a deflexão máxima provocada.

Os deslocamentos verticais do pavimento são medidos ao longo do eixo horizontal pelos acelerómetros instalados, estes podem ser colocadas a distâncias pretendidas, como o afastamento entre eles e a quantidade de acelerómetros pode variar entre 6 e 9, de um modo standard as deflexões do pavimento induzidas pela carga de impacto são medidas em vários pontos, cujas distâncias ao centro da área carregada se situam a: D0 - 0 m; D1 - 0,30 m; D2 - 0,45 m; D3 - 0,6 m; D4 - 0,9 m; D5 - 1,2 m; D6 - 1,5 m; D7 - 1,8 m; D8 - 2,1m.

Para a realização de ensaios em pavimentos rodoviários, utiliza-se uma placa rígida de 300 mm, para ensaios aeroportuários utiliza-se a de 450 mm.

As cargas de impacto aplicadas nos pavimentos dependem do defletómetro utilizado. O equipamento Heavy Weight Deflectometer (HWD) atinge valores de 250 kN, ao ponto que o Super Heavy Weight Deflectometer (Super HWD) atinge valores de 300 kN [Pestana, 2008].

Com o FWD do LNEC que é um Defletómetro de Impacto pesado (HWD), atinge valor de 250 kN, é possível fazer uma avaliação das várias camadas dos pavimentos rodoviários, camadas de fundação,

base e sub-base, permitindo determinar o comportamento estrutural do pavimento, nomeadamente o módulo de deformabilidade. Na Figura 3.3 pode-se visualizar o esquema de funcionamento do defletómetro de impacto quando aplicada uma carga.

Devido à não homogeneidade da força aplicada em cada ponto de ensaio, é necessário normalizar as deflexões registadas nos geofones para uma força de impacto padrão. Dependendo da força de impacto seleccionada, a normalização é realizada de acordo com a expressão (3.1), como refere Francisco, 2012.

$$D_i^{norm} = C_p \times \frac{D_i^{med}}{C_{med}} \quad (3.1)$$

Sendo:

D_i^{norm} = deflexão no geofone i, normalizada para a carga padrão, C_p

D_i^{med} = deflexão no geofone i, medida no impacto do ensaio da carga registada

C_{med} = força de impacto registada no impacto, em kN

O ensaio do FWD é realizado com grande rapidez, precisão, facilidade de operação independentemente das condições climáticas e fiabilidade dos resultados, sendo essas algumas das vantagens em utilizar este equipamento.

De um modo resumido o Quadro 3.1 apresenta as características do equipamento utilizado nos ensaios realizados para o presente estudo.

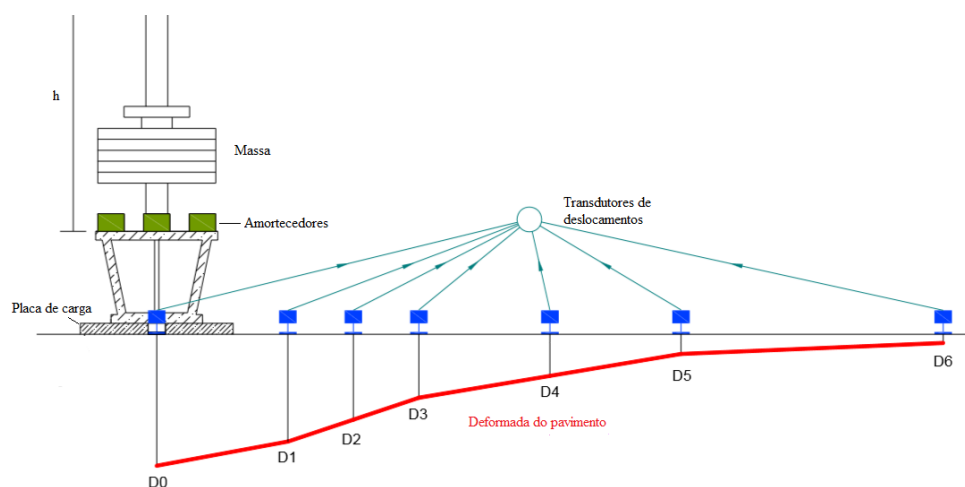


Figura 3.3 – Princípio de execução do FWD, adaptado de [Domingos, 2007]

Quadro 3.1 – Características FWD, adaptado de [Motta et al, 2008 e Batista, 2009]

PRI 2100 FWD	
Comprimento	4,30 Metros
Largura	1,84 Metros
Altura	1,30 Metros
Peso	1180 Kg
Número de eixos	2
Intervalo de carga	7 – 250 kN
Duração de aplicação de carga	20 – 30 seg
Tipo de sensor	Geofones
Número de geofones	9
Intervalo de medição de temperatura	0°C – 45°C

Este equipamento foi utilizado no caso de estudo realizado no presente trabalho, apresentado no capítulo 4.

3.1.3 – Defletómetro de Impacto Portátil (DIP)

O Defletómetro de Impacto Portátil ou ligeiro, (Light Falling Weight Deflectometer- LFWD, na literatura estrangeira), encontra-se normalizado desde 2007, pela ASTM E2583-07: “ Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer.” Este equipamento surgiu em meados dos anos 90 como equipamento de análise com recurso a carga dinâmica [Lopes, 2010].

Este equipamento é portátil e simples de transportar, permitindo um fácil acesso para realização de ensaios *in situ*. É um equipamento importante na avaliação estrutural de pavimentos, principalmente em obra, devido às suas dimensões e portabilidade.

O ensaio com o DIP é utilizado para avaliar a capacidade de deformabilidade das camadas de pavimentos rodoviários, de solo e de materiais granulares dos pavimentos. Este mede as deformações do terreno, induzidas pela aplicação de uma carga, de modo não destrutivo.

Este apresenta a desvantagem de não ser possível aplicação de cargas, geralmente superiores a 14 kN, contudo com o ensaio é possível realizar uma caracterização de fundações ou camadas granulares. Este facto pode ser umas vantagens nas EBVT, onde muitas vezes não ocorre qualquer avaliação prévia do terreno [Lopes, 2010].

O DIP (Figura 3.4 c) é constituído por uma placa circular de três possíveis diâmetros, 10, 20 e 30 cm, que fica em contacto com o pavimento a ensaiar, inserida num eixo vertical (varão-guia), no qual se desloca uma massa (Figura 3.4 a) que cai livremente sobre o pavimento; por uma célula de carga que

faz leitura da carga aplicada e por acelerómetros que fazem a leitura das deformações impostas no pavimento pela massa.

A aplicação da força no pavimento produz neste uma deformação que é medida através de um geofone colocado no centro da placa circular assente no pavimento.

Na parte superior do varão-guia existe um mecanismo que assegura a fixação da massa antes de cada ensaio e que mantém a altura de queda constante, máximo 80 cm.

O DIP pode ser utilizado com uma viga adicional (Figura 3.4 b) de suporte de sensores que permite utilizar no máximo 3, um no ponto central, um a trinta centímetros e o ultimo a sessenta centímetros.



a)



b)



c)



d)

Figura 3.4 – Deflectómetro de Impacto Portátil: a) Massa e fixação da massa; b) Geofones central e viga; c) equipamento pronto a executar ensaio; d) PDA

Para a recepção dos valores, a célula de carga e os geofones estão ligados a um PDA (Figura 3.4 d)), com capacidade de comunicação Bluetooth, onde este recebe a cada impacto os valores de carga e das deflexões medidas nos geofones, tanto no ponto central como nos geofones instalados na viga adicional.

A medição da deflexão de uma superfície permite, a obtenção do módulo de deformabilidade, que serve como indicador da capacidade resistente. Assim, através da equação ((3.2)) pode-se obter o módulo de deformabilidade do geofone central, e através da equação ((3.3)) o módulo de deformabilidade nos geofones adicionais, onde a distância ao centro da placa de carga é diferente [Lopes, 2010].

O equipamento também permite introduzir as diferentes variáveis, obtendo assim o valor do módulo de deformabilidade imediatamente após o ensaio.

$$E = \frac{A(1 - \nu^2)Pa}{dr} \quad (3.2)$$

$$Er = \frac{(1 - \nu^2)Pa^2}{r \times dr} \quad (3.3)$$

Onde:

E – Módulo de Deformabilidade (MPa)

Er – Módulo de Deformabilidade à distância r do centro (MPa)

A – Fator de rigidez da placa de carga; A=2 – placa flexível, A=π/2 – placa rígida

P – Pressão de contacto (kPa)

dr – Deflexão registada no geofone central (mm)

a – Raio da placa de carga (mm)

r – Distância do sensor ao centro (mm)

ν – Coeficiente de Poisson

No Quadro 3.2, apresentam-se as características gerais do Defletómetro de Impacto Portátil.

Quadro 3.2 – Características do Deflectómetro de Impacto Portátil, Adaptado de [Fortunato, 2005]

Configuração base	
Altura do equipamento	1,28m
Peso do equipamento	26 kfg
Massa móvel	10 kg (20kg)
Altura máxima de queda	80 cm
Diâmetro da placa	100 mm (200/300mm)
Tipo sensor	Geofone
Numero sensores	1 (2 a 3)
Precisão	Superior a 2%
Resolução	1 µm
Gama de frequência	0,2-300Hz

De acordo com a teoria de Boussinesq a equação utilizada para o cálculo do módulo de deformabilidade equivalente é dado pela expressão (3.4) [Govind, 2010]:

$$E_0 = \frac{2 \times (1 - \nu^2) \times a \times \sigma_0}{d_0} \quad (3.4)$$

Onde:

E_0 – Módulo de deformabilidade equivalente (MPa);

a – Raio da placa de carga (mm);

σ_0 – Tensão constante sob a placa de carga (kPa);

d_0 – Deflexão medida no centro da placa de carga (µm);

ν – Coeficiente de Poisson.

Para o cálculo do módulo de deformabilidade equivalente dos geofones adicionais, baseado nas deflexões medidas é utilizada a seguinte expressão (3.5):

$$E_{2,3} = \frac{2 \times (1 - \nu^2) \times a^2 \times \sigma_0}{d_{2,3} \times r_{2,3}} \quad (3.5)$$

Onde:

$E_{2,3}$ – Módulo de deformabilidade equivalente, geofones adicionais (MPa);

a – Raio da placa de carga (mm);

σ_0 – Tensão constante sob a placa de carga (kPa);

ν – Coeficiente de Poisson;

$d_{2,3}$ – Deflexão medida no 2º ou 3º geofone (μm);

$r_{2,3}$ – Distância medida do 2º ou 3º geofone ao centro da placa (mm).

Este equipamento sendo portátil torna-se fácil de transportar manualmente para qualquer local de difícil acesso a veículos. Tem como limitação a carga máxima aplicável de 14 kN e a medição de deflexões em 3 pontos no máximo [Fontul, 2004].

O Defletómetro de Impacto Portátil foi utilizado no âmbito do caso de estudo, apresentado no capítulo 4.

3.1.4 – Soil Stiffness Gauge - Geogauge

O *Geogauge* ou *Soil Stiffness Gauge* (SSG) (Figura 3.5) é um equipamento de medição do módulo de deformabilidade do solo. Este é portátil, de fácil aplicação e de baixo custo de utilização, medindo de forma rápida a rigidez do solo ao longo de um pavimento sem causar alteração do meio.

O procedimento do ensaio é especificado na Norma ASTM D6758-02, Standard Test Method for Measuring Stiffness and Apparent Modulus of Soil and Soil Aggregate in-Place by an Electro Mechanical Method [Veiga, A. 2011].

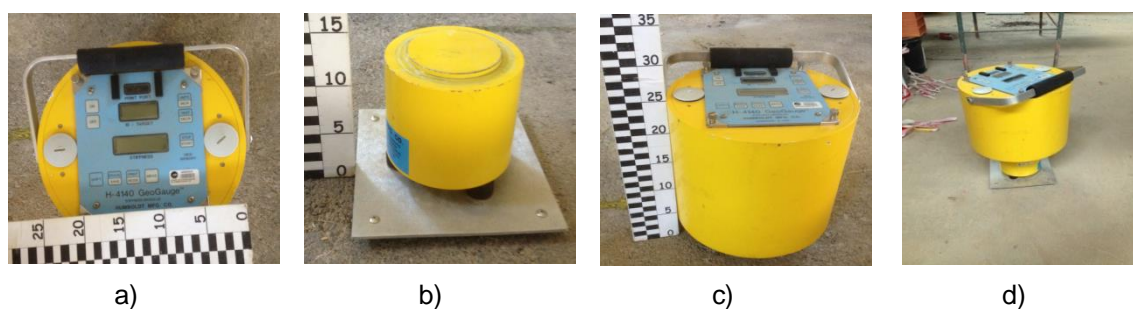


Figura 3.5 – Geogauge: a) Painel de controlo; b) Base de apoio; c) Dimensões do equipamento; d) Equipamento

É uma notável ferramenta para a identificação de anomalias de construção que de outro modo passariam despercebidos durante o processo construtivo dos pavimentos. Pode ser utilizado em

camadas compactadas de solo ou agregados. Na Figura 3.6 são apresentados os vários componentes do equipamento.

O equipamento emite vibrações à camada a ser estudada, estas originam forças que o equipamento aplica ao terreno provocando deflexões, deformações ao terreno. A força e os deslocamentos são medidos, e da razão entre a força (F) e deslocamento (S) resulta a rigidez do solo, pela expressão ((3.7)).

O equipamento Geogauge determina a força e as conseqüentes deformações do solo resultantes desta aplicação. De modo a determinar o módulo de deformabilidade do solo, este relaciona o raio exterior do anel de carga R (m) e com o coeficiente Poisson (ν) do material, determinando assim o módulo de deformabilidade E do solo através das expressões de (3.6) a (3.8) [Mendes, 2013].

$$F = \frac{1,77 \times R \times E}{(1 - \nu^2)} \times \delta \quad (3.6)$$

Rigidez do material:

$$K = \frac{F}{\delta} \quad (3.7)$$

Concretiza-se o módulo de deformabilidade (E):

$$E = \frac{K(1 - \nu^2)}{1,77 \times R} \quad (3.8)$$

- 1 – Controlo e monitor
- 2 – Controlo de processos e E/S
- 3 – Calculo e registo
- 4 – Processamento de sinais dos sensores
- 5 – Sinal
- 6 – Vibrador eletromecânico
- 7 – Sensor
- 8 – Fontes de alimentação
- 9 – Dispositivo de isolamento de vibrações
- 10 – Anel rígido

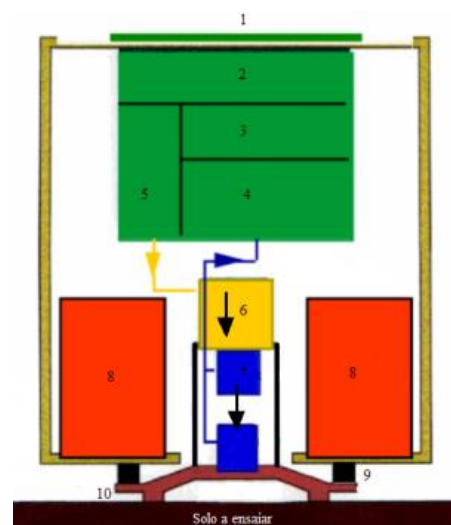


Figura 3.6 – Equipamento Geogauge ,
Adaptado [Fortunato, 2005]

O SSG é constituído essencialmente por: um vibrador eletromecânico; uma fonte de alimentação; uma base metálica em forma de anel no qual assenta no solo; dispositivos de isolamento de vibrações; dois transdutores de velocidade; uma unidade de controlo que envia o sinal para o vibrador, processa os sinais dos sensores e executa os cálculos e procede ao registo dos resultados; um monitor e um teclado integrados na unidade de controlo, os quais permitem ao operador fornecer os elementos necessários ao ensaio e obter a informação gerada pelo equipamento [Fortunato, 2005]. Geometricamente este apresenta as formas de um cilindro, com uma altura de 254 mm, um diâmetro de 280 mm.

O Geogauge transmite deslocamentos muito pequenos à superfície para diversos valores de frequência, na gama entre 100 e 196 Hz [Fortunato, 2005]. A rigidez é determinada para cada frequência, sendo que o valor exibido é a média de 25 frequências.

Segundo o fabricante, Humboldt, 2015, o Geogauge é colocado no chão para fazer uma medição com pouca ou nenhuma preparação de superfície. Pontualmente aplica-se uma ligeira rotação do Geogauge necessário para obter o contacto desejado de 100% entre a superfície e o equipamento, sendo o mínimo exigido de 60%. Caso não seja possível encontrar uma superfície adequada, que apresente irregularidades, recomenda-se a regularização da superfície com uma camada fina de areia molhada ou seca. A realização de cada ensaio é de 75 segundos, e a profundidade máxima avaliada através deste ensaio é da ordem de 20 a 30 cm.

O SSG apresenta vantagens, que em obra são muito relevantes, como o fácil transporte e a rapidez de resultados, contudo a qualidade dos mesmos dependem do correto contacto entre a base do SSG e o solo a ser ensaiado, bem como a inexistência de quaisquer vibrações induzidas no terreno [humboldt, 2015].

Este equipamento foi utilizado no caso de estudo e será apresentado no capítulo 4.

3.1.5 – Radar de prospeção (GPR)

O GPR (Ground Penetrating Radar) ou radar de prospeção é um método que utiliza ondas eletromagnéticas para localizar objetos no subsolo, este foi desenvolvido nos finais dos anos 20, por militares, com o objetivo de deteção de minas não metálicas localizadas no subsolo. A aplicação com sucesso na ciência verificou-se no final da década de 50 e a partir dos anos 70 começou a ser utilizado para análises e estudos geotécnicos [Fontul, 2004, citado em Govind, 2010].

O GPR é uma técnica para a deteção de objetos e camadas através da diferença entre as propriedades dielétricas desses materiais, sendo assim utilizado em pavimentos rodoviários [Cruz, et al., 2006, citado em Lopes, 2013].

É um equipamento utilizado para a determinação das espessuras das camadas dos pavimentos, em estruturas já existentes ou em estruturas do qual não existe qualquer informação. O tempo de trajeto das ondas refletidas é o que permite determinar a profundidade a que as camadas se encontram.

No equipamento estão incorporadas duas antenas, uma emissora e uma recetora de energia. A antena emissora envia sinal para a estrutura em forma de impulso, este propaga-se em profundidade e ao atravessar duas camadas de matérias com propriedades diferentes parte da energia é refletida e a restante continua a propagação pelas restantes camadas. Toda a energia refletida pelas camadas é captada pela antena recetora. A Figura 3.7 mostra o modo de funcionamento do Radar de Prospeção [Fontul, 2004 citado em Machado, 2012].

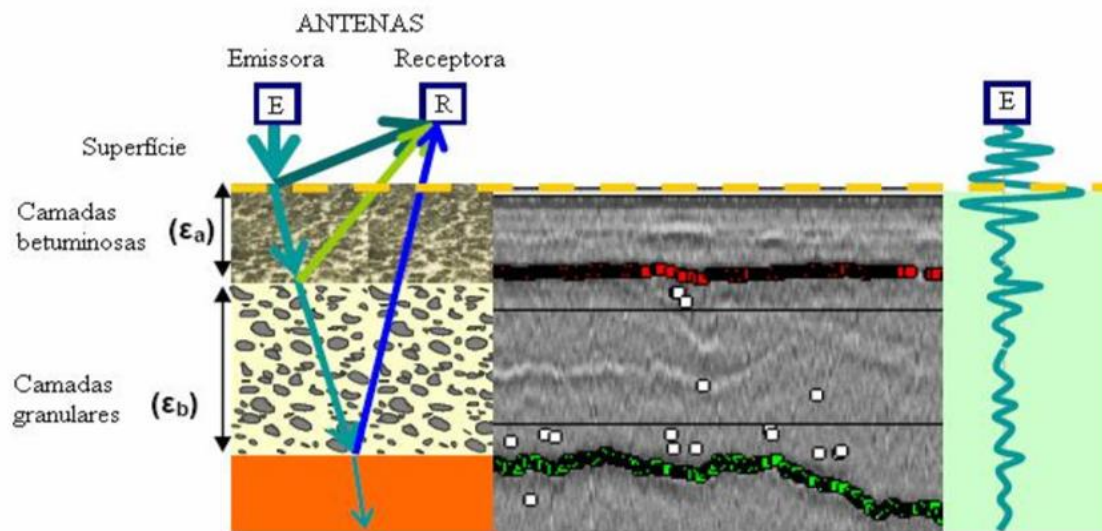


Figura 3.7 – Modo de funcionamento do GPR, Alves, 2007 adaptado [Fontul, 2004]

As antenas podem efetuar o ensaio de duas formas possíveis, suspensas ou apoiadas. Em ambos os casos o modo de funcionamento é o mesmo o que varia é o rendimento do ensaio, ou seja, com as antenas suspensas a execução do ensaio pode ser realizada a certa velocidade tráfego e com as antenas apoiadas na superfície o ensaio é realizado manualmente.

O radar de prospeção do LNEC (Figura 3.8 a) além de ser constituído por dois pares de antenas, sendo que um par é de frequência 1,0 GHz e outro de 1,8 GHz, é constituído por uma roda medidora de distância e um equipamento de aquisição de dados (Figura 3.8 b). De referir que as principais diferenças dos dois pares de antenas resume-se à resolução e à profundidade a que penetram. A antena de maior frequência obtém melhores resoluções, contudo penetra a menos profundidade. A frequência de 1,0 GHz penetra até 1 metro e a de 1,8 GHz penetra até 0,40 metros [Alves, 2007].



a)



b)

Figura 3.8 – Radar de prospecção do LNEC: a) Radar de de prospecção; b) Equipamento de aquisição de dados.

A velocidade de propagação das ondas depende essencialmente da constante dielétrica dos materiais (ϵ). A partir do tempo de percurso (t) e da velocidade destas ondas (v) (3.10) das camadas dos pavimentos, pode determinar-se a espessura (h) das camadas da seguinte expressão:

$$h = v \times \frac{t}{2} \quad (3.9)$$

Onde:

$$v = \frac{c}{\sqrt{\epsilon}}; \quad (3.10)$$

ϵ – Constante dielétrica relativa que tem em conta a combinação dos vários materiais da camada e as condições hídricas [Fontul, 2004].

$C - 3 \times 10^8$ - Velocidade da luz no vácuo;

GPR é atualmente utilizado como rotina, embora a interpretação de resultados obtidos seja ainda complexa e requer alguma prática [Fontul, 2004]. A utilização de GPR não dispensa a realização de

sondagens para calibração de espessuras de camadas dos pavimentos, de modo a validar os dados obtidos, sendo importante a visualização de carotes ou dos projetos estruturais dos pavimentos.

De evidenciar algumas das vantagens do GPR, como a otimização dos recursos despendidos com a construção e conservação dos pavimentos rodoviários bem como todo o apoio às instituições responsáveis pelas infraestruturas de transportes [Govind, 2010].

3.1.6 – Outros equipamentos não destrutivos

Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo - Portancemètre (MCSC)

O Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo (MCSC) (Figura 3.9 a), cuja designação original é Portancemètre, foi desenvolvido pelo Centre d'Études Techniques de l'Équipement (CETE) de França [Fortunato, 2005].

Este equipamento é utilizado para avaliar o módulo de deformabilidade das camadas de solo e camadas granulares. A profundidade máxima avaliada através deste ensaio é de 0,60 m [Govind, 2010].

O MCSC solicita a superfície a ensaiar através de uma roda vibrante (Figura 3.9 b e c), que aplica uma força ao solo, a uma frequência de 35 Hz, fazendo-se deslocar a uma velocidade constante de 1 m/s [Martins et al, 2004].

O equipamento está instalado num atrelado e permite medir através de dois acelerómetros a componente vertical das acelerações das massas vibrantes e suspensas, e permite medir a frequência de vibração e o desfasamento entre a amplitude vertical de vibração e a força centrífuga aplicada à roda (duas células fotelétricas) [Fortunato, 2005].

As deflexões são calculadas ao longo do percurso, espaçados de 1 m, com recurso a regressão linear sobre os valores situados no intervalo de 30% a 90% da força vertical máxima aplicada [Fortunato, 2005].

No Quadro 3.3 apresentam-se as principais características do equipamento.



a)



b)



c)

Figura 3.9 – a) Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo – Portancemètre; b) Detalhe roda vibrante; c) Esquema de funcionamento, adaptado de [Martins et al, 2004 e Fortunato, 2005]

Quadro 3.3 – Características MCSC

Características do Medidor de capacidade de suporte em contínuo	
Massa Vibrante	600 kg
Carga total da roda	1000 kg
Largura da roda	0,2 m
Diâmetro da roda	1,0 m
Frequência de vibração	35 Hz
Velocidade de ensaio	3,6 km/h
Potência total instalada	19 kW

Cone de Penetração Dinâmica - CPD

O Cone de Penetração Dinâmica (Figura 3.10 e Figura 3.11), (Dynamic Cone Penetrometer – DCP), foi desenvolvido na década de 60 na África do Sul para a avaliação da rigidez dos pavimentos rodoviários.

O ensaio segue a norma ASTM D6951 – 03 (2004) Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications [wu et al, 2007].

O ensaio CPD é um método simples, barato e eficaz para avaliação da capacidade de carga *in situ* de pavimentos rodoviários, é utilizado no controlo das camadas de solo de base e sub-base, sendo assim muito utilizado em Estradas de Baixo Volume de Tráfego. O CPD consegue estimar o CBR *in situ* assim como o módulo de deformabilidade das camadas.

O equipamento é composto por dois eixos verticais ligados entre si, por uma bigorna, um eixo é constituído por uma pega e um martelo, o outro eixo é constituído por uma régua graduada, um batente e um cone aguçado na parte inferior [Paige-Green, 2011].

O ensaio realiza-se com a massa com uma altura de queda definida, quando esta é largada e atinge o batente, o cone é cravado no solo. Em seguida mede-se a penetração do solo (taxa de penetração em mm/golpe) indicando assim a rigidez do solo, quanto menor for a taxa de penetração maior a rigidez do solo.

Existem algumas opções de configuração disponíveis para o CPD, que incluem a mudança da massa do martelo, tipo de ponta, e método de gravação. A massa martelo padrão é de 8 kg, mas há também uma alternativa 4,6 kg. Para avaliações de pavimentos, é utilizada a massa 8 kg devido ao solo altamente compactado. A ponta CPD pode ser um ponto substituível ou um cone descartáveis. O ponto substituível permanece no CPD por um período de tempo prolongado, até danificados ou desgastados para além de uma tolerância definida, e, em seguida, substituído. Os cones descartáveis ficam no solo depois de cada teste, tornando-o mais fácil de remover do CPD. Um novo cone descartável deve ser colocado no CPD antes da realização do ensaio seguinte. Os métodos de gravação dos dados do CPD podem ser manuais ou automáticos. O automatizado permite a um único operador manusear o equipamento em vez de dois.

De acordo com as equações (3.11)(3.12)(3.13) determinadas pelo US Army Corps of Engineers, adotadas pela norma ASTM D6951 - 03, os resultados do CPD relacionam-se com o CBR do solo da seguinte forma:

$$\begin{array}{ll} \text{Solos do tipo CL com} & CBR = \frac{1}{(0,017019 \times ICPD)^2} \\ \text{CBR} < 10 & \end{array} \quad (3.11)$$

$$\begin{array}{ll} \text{Solos do tipo CH:} & CBR = \frac{1}{(0,002871 \times ICPD)^2} \end{array} \quad (3.12)$$

$$\begin{array}{ll} \text{Restantes tipos de solos:} & CBR = \frac{1}{(ICPD)^{1,12}} \end{array} \quad (3.13)$$

Onde:

CBR – California Bearing Ratio (%)

ICPD – índice de CPD (mm/pancada)

O índice de CPD, expresso em mm/pancada, é a relação entre a profundidade atingida pelo CPD em cada conjunto de golpes sucessivos e o número de pancadas aplicadas até ao registo da penetração [Mendes, 2013].

Resumem-se em seguida as principais vantagens e desvantagens à utilização do CPD:

Vantagens:

- Fácil e simples de transportar;
- Permite obter resultados de imediato;
- Equipamento de baixo custo.

Desvantagens:

- Necessita de operadores especializados;
- Necessita no mínimo de dois operadores.



Figura 3.10 – Cone de Penetração Dinâmica: a) ensaio com o CPD, adaptado [Siekmeir et al, 2009]; b) Ensaio CPD realizado no Uganda [COWI]

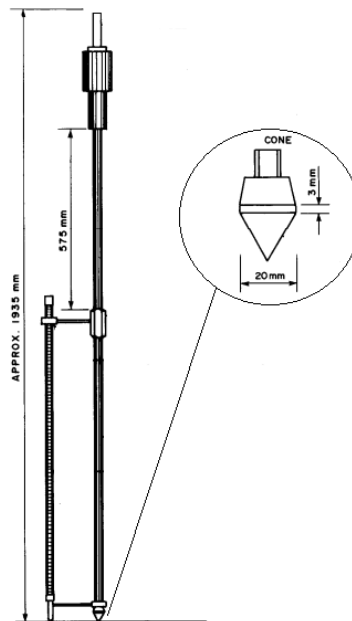


Figura 3.11 – Dimensões do CPD, adaptado [Green et al, 2009]

Viga de Benkleman

Desenvolvido nos anos 50 por A. C. Benkleman em associação com a WASHO, este equipamento é utilizado pelas agências rodoviárias de todo o mundo com objetivo de medir as deflexões de um pavimento quando aplicado uma carga através de um rodado de uma viatura pesada (Figura 3.12). O ensaio de carga com Viga Benkleman tem por base a norma ASTM D4695-03 (2008): Standard Guide for General Pavement Deflection Measurements. Segue ainda a norma AASHTO T 256: Standard Method of Test for pavement Deflection Measurements.

É um teste de campo muito familiar por toda a área de Engenharia Rodoviária devido à sua facilidade de aquisição permitindo a sua disponibilização para ensaios em obras, em comparação com equipamentos mais modernizados que compreendem os mesmos resultados.

As deformações do pavimento são provocadas com auxílio de um camião que induz uma carga ao pavimento. Esta carga designa-se por carga rolante, uma vez que o camião se desloca enquanto se medem as deformações [Alves, 2007].



Figura 3.12 – Utilização da Viga de Benkleman, [connalsrl, 2015]

A viga de Benkleman (Figura 3.13) é constituída por duas secções, a base, que sustenta o equipamento e assegura a fixação durante o ensaio, e a viga, que contém numa extremidade uma “ponta apalpadora” e na outra extremidade está colocado um defletómetro. A “ponta apalpadora” está localizada no ponto onde se mede a deformação máxima e o defletómetro mede o deslocamento devido à passagem do rodado do pesado. As duas secções estão divididas por um eixo de rotação. A relação entre as duas secções da viga é de 2/1.

O deslocamento medido pelo defletómetro não corresponde à deflexão medida pela ponta apalpadora, devido à diferença de comprimento dos braços da viga, deste modo o deslocamento é determinado de pela proporção $\frac{L_1}{L_2} = \frac{\Delta h_1}{\Delta h_2}$, onde Δh_1 é o deslocamento da ponta apalpadora, Δh_2 é a deflexão medida pelo defletómetro e L_1 e L_2 o comprimento dos braços da viga [Antunes, 1993 citado em Alves, 2007].

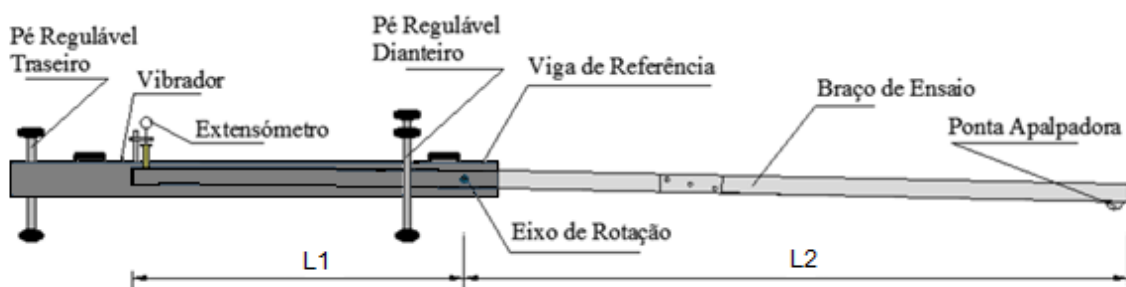


Figura 3.13 – Exemplo de esquema da viga de Benkleman, adaptado [Francisco, 2012]

Na realização do ensaio, o veículo pesado do início ao seu movimento a partir da posição -1, no sentido contrário ao desenvolvimento da Viga. O veículo percorre cinco metros para lá do ponto de ensaio ou até se verificar uma estabilização da deflexão. Durante o movimento do veículo, as leituras das deflexões são registadas para os pontos de leitura que caracterizam a linha de influência. A linha de influência dá uma informação acerca do desenvolvimento das deflexões ao longo da distância percorrida (Figura 3.14) [Francisco, 2012].

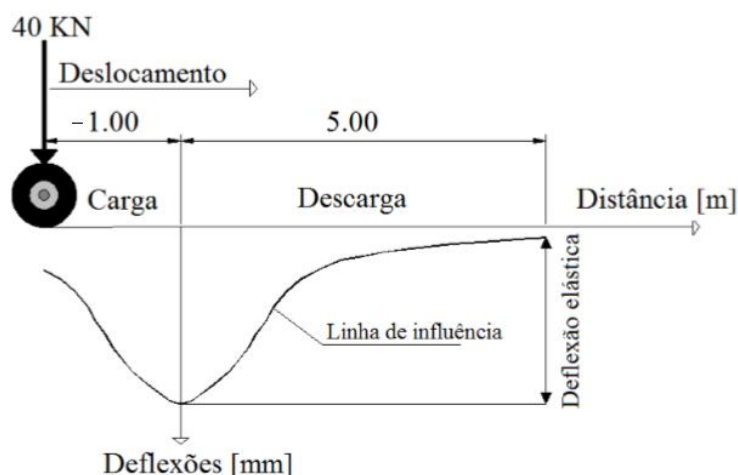


Figura 3.14 – Deflectograma – Exemplo de linha de influência obtida no ensaio com a Viga de Benkleman, [Francisco, 2012]

Defletómetro de Alta velocidade - High Speed Deflectometer

Face a determinadas limitações de alguns equipamentos, têm sido desenvolvidos novos equipamentos para melhorar a avaliação da deflexão dos pavimentos. Estes equipamentos têm como objetivo a observação das deflexões a elevada velocidade, isto é, permitem medir a capacidade estrutural à velocidade de tráfego.

Estes permitem uma representação mais realista da velocidade e carga de tráfego, possibilitando a melhoria das condições de segurança dos ensaios, e conforto de circulação aos utentes. Não sendo necessário realizar os ensaios estacionários, diminuindo assim o tempo de ensaio como consequência de menores custos operacionais.

A velocidade de operação é na ordem dos 90km/h, integrando-se na corrente normal de tráfego [Branco et al, 2006].

Os equipamentos designados Defletómetros de Alta Velocidade (High Speed Deflectometers) estão a ser desenvolvidos em países como os Estados Unidos da América, a Suécia e a Dinamarca. O protótipo Americano é o Rolling Wheel Deflectometer (RWD), o protótipo sueco é o Road Deflection

Tester (RDT), e o protótipo em desenvolvimento na Dinamarca é o High Speed Deflectograph (HSD) (Figura 3.17) [Alves, 2007].

O RWD (Figura 3.15) e o RDT (Figura 3.16) são equipamentos que utilizam sensores a laser para a medição das distâncias entre perfis, ou seja, o laser faz a medição da distância do perfil do pavimento quando sujeito à carga do rodado do caminhão e faz a medição do pavimento sem a carga, calculando as deflexões fazendo a relação entre ambos [FORMAT, 2004 citado em Alves, 2007].

O HSD tem um princípio diferente de funcionamento, ao invés de fazer as medições das distâncias da superfície do pavimento, mede a velocidade de deslocamento. O equipamento de medição está incorporado no eixo frontal de um veículo pesado, que quando da aplicação da carga provoca um assentamento no pavimento, por sua vez, os sensores emitem um raio para a superfície de deflexão, medindo a velocidade de deslocamento [Fontul, 2004 ; Branco, 2006].

Este equipamento é o único que permite a medição de mais que uma deflexão [Arora et al., 2006 citado em Govind, 2010].



Figura 3.15 – Rolling Wheel Deflectometer (RWD), [Fhwa, 2015]



Figura 3.16 – Road Deflection Tester (RDT), [peterandren, 2015]



Figura 3.17 – High Speed Deflectograph (HSD), [Rasmussen, 2005]

Defletógrafo Lacroix

O Defletógrafo Lacroix (Figura 3.18 a) é um equipamento que permite medir as deflexões dos pavimentos. Este equipamento foi desenvolvido nos anos 50 em França por forma a melhorar, sendo mais eficiente, um outro equipamento, a Viga de Benkleman. Este equipamento é atualmente designado por Defletógrafo FLASH, resultado da evolução do anterior equipamento designado Defletógrafo Lacroix [Fontul, 2004 e Branco et al, 2006].

Regra geral, o Defletógrafo Lacroix mede as deflexões máximas sofridas pelo pavimento aquando da passagem de um veículo pesado. Este permite um registo quase contínuo das deflexões do

pavimento, a uma velocidade de ensaio de 3 a 8 Km/h, a jornadas de 20 a 40 Km por dia. A distância entre pontos a ensaiar varia entre os 3 e 5 metros [Branco et al, 2006].

Quanto à sua constituição, o Defletógrafo Lacroix tem como principais elementos, um caminhão de dois eixos, sendo o eixo traseiro de rodas duplas, descarregando uma carga ate 130 kN (Branco et al, 2006); uma viga metálica de referência localizada por baixo do caminhão (Figura 3.18 b), a viga é automaticamente apoiada no ponto de ensaio, e posteriormente, levantada para deslocação até ponto de ensaio seguinte, sem que seja necessário o veículo parar [Govind, 2010].



a)



b)

Figura 3.18 – Deflectógrafo Lacroix: a) Camião utilizado na realização do ensaio; b) Viga de referência, [DNIT, 2012]

Este equipamento é muito usual na detecção de zonas deficientes, com necessidade de reforço estrutural; monitorização de uma rede viária e estudo da evolução de acordo com o tráfego.

As principais desvantagens a salientar deste reside são:

- A baixa velocidade de operação comparativamente à velocidade normal de tráfego;
- As características do camião, dado a limitação de acesso a zonas com restrições de carga ou dimensões do equipamento;
- A perturbação causada às normais condições de tráfego, tanto em termos de velocidade como de segurança;

A vantagem desta técnica é que ele fornece resultados quase contínuos ao longo do pavimento ensaiado [Fontul, 2004].

Curviametro

O Curviametro (Figura 3.20) tem como principal função a medição das deflexões dos pavimentos rodoviários. Com este equipamento podem ser recolhidos dados a cada cinco metros, a uma

velocidade de 5m/s (18km/h), podendo assim ser ensaiados de 50 a 120 km de pavimento por jornada [Alves, 2007].

O Curviametro é composto por um camião, sendo que o principal elemento mecânico é constituído por uma lagarta em forma de cadeia, que se move a uma velocidade sincronizada com o veículo. A corrente contém três sensores de medição e está posicionada entre as duas rodas traseiras.

A corrente de 15 metros tem três geofones igualmente distanciados entre si (de 5 em 5 m). A corrente entra em contacto com o pavimento 1 metro à frente do rodado duplo e deixa de estar em contacto 3 metros após passar o eixo do rodado duplo do veículo. A carga aplicada nos ensaios pode variar de 80 a 130 kN consoante as características do pavimento e do tráfego do local em estudo, na Figura 3.19 é possível visualizar o esquema de funcionamento do equipamento [COST 325, 1997, citado em Alves, 2007].

O Curviametro proporciona a execução de ensaios com uma velocidade superior ao Defletógrafo Lacroix, sendo deste modo possível realizar ensaios numa grande extensão de km, como acima referido, no entanto não é suficiente para se integrar na circulação rodoviária [Fontul, 2004].

Considerando as características do Curviametro, pode classificar-se este equipamento como o mais adequado para observação de pavimentos [Branco et al, 2006].

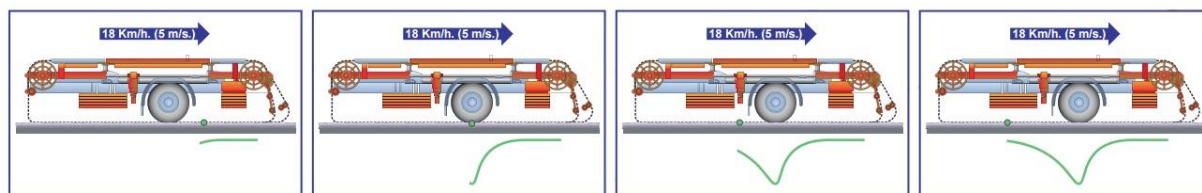


Figura 3.19 – Esquema de funcionamento do Curviametro, [eurorva, 2015]



Figura 3.20 – Curviametro, [libero, 2015]

3.2 – Grau de compactação

Para o controlo qualidade de um pavimento rodoviário é muito importante conhecer o grau de compactação das camadas constituintes. Uma má execução das camadas, com um deficiente grau de compactação compromete o desempenho estrutural da estrutura, diminuindo desta forma a capacidade carga resultando em problemas pós construção.

Para garantir um bom grau de compactação é necessário controlar o teor em água do material a utilizar, sendo que este varia com o teor em água.

Define-se Grau de Compactação (GC) como a relação entre o peso volúmico seco obtido em campo (γ_d^{campo}) e o peso volúmico seco obtido em laboratório ($\gamma_d^{máx}$) e pode ser obtido de acordo com a seguinte expressão: [Santos, 2008]:

$$GC = \frac{\gamma_d^{campo}}{\gamma_d^{máx}} \times 100 \quad (3.14)$$

Nos pontos seguintes apresentam-se alguns métodos de ensaios que permitem determinar o Grau de Compactação *in situ*.

3.2.1 – Gama densímetro (GD)

O principal objetivo do ensaio com o gama densímetro é determinar com precisão o teor em água e a baridade dos solos, betão e camadas betuminosas. Este é um método não destrutivo e é utilizado para ensaios de controlo de compactação, devido à sua extrema rapidez de execução.

O equipamento faz as medições através de raios gama, sendo estes prejudiciais à saúde, é necessário ter cuidado na utilização do mesmo.

O equipamento tem dois modos de funcionamento, por transmissão direta e por transmissão indireta. O primeiro caso, transmissão direta (Figura 3.21 b)), é o modo mais usual de utilizar o equipamento para medição da baridade. Este consiste na realização de um furo na camada a avaliar, onde se introduz a haste (fonte) até à altura desejada. Os raios gama são emitidos da ponta da haste, através do material, e são contados por detetores localizados na base do equipamento. A quantidade de raios gama captados por unidade de tempo no equipamento é inversamente proporcional ao peso volúmico do material atravessado [Cunha, R, 2014].

A transmissão indireta (Figura 3.21 a)), regularmente é utilizada em materiais em que a penetração da haste no solo não é tarefa simples, como em camadas de betuminoso e betão. Assim sendo o

equipamento é colocado sobre a camada a ensaiar, estando a fonte de raios e os detetores todos no mesmo plano [Cunha, R, 2014].

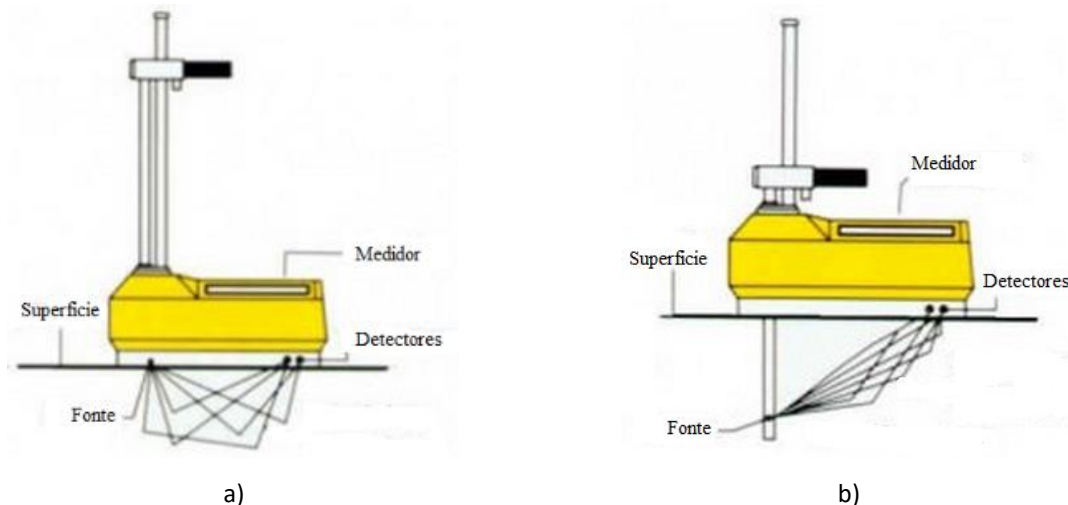


Figura 3.21 – Modo de funcionamento do Gama densímetro: a) Modo Indirecto; b) Modo directo, [pattrol, 2015]

Com este ensaio podemos determinar o grau de compactação de um solo por comparação com a baridade seca máxima determinada pelo ensaio de Proctor e com isto, de forma rápida e expedita controlar as compactações.

O modo de medição do teor em água do GD baseia-se na libertação de neutrões de berílio que permitem a medição do hidrogénio existente no material. Os neutrões ao embaterem com moléculas de hidrogénio diminuem de velocidade e estas são contados pelo equipamento, traduzindo-se num valor directamente proporcional ao teor em água do material [Pestana, 2008].

Como acima referido o GD utiliza medição radioativa, onde pode utilizar uma haste que pode ser cravada até 30 cm de profundidade ou realizar o ensaio à superfície do solo. Na Figura 3.22 apresentam-se os componentes que constituem um GD.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 3.22 – Gama densímetro: a) Equipamento de medição; b) Bloco de calibração; c) Guia da haste de medição; d) Ponteiro e ferramenta de extracção; e) Caixa de transporte; f) Marreta para furação

Este ensaio exhibe algumas vantagens, como a rápida obtenção de resultados, pode ser realizado apenas por operador e facilidade transporte. Ao invés apresenta desvantagens por utilizar raios gama e estes serem prejudiciais à saúde, bem como ser necessário um operador especializado.

Este equipamento foi utilizado no âmbito do caso de estudo, demonstrado no capítulo 4.

3.2.2 – Garrafa de Areia (GA)

O método garrafa de areia (Figura 3.23) é o método destrutivo mais utilizado para determinação da baridade seca do solo, é idealmente apropriado para ensaios em obra, quando não é possível ensaiar com o método gama densímetro. Este método é descrito pela especificação LNEC E204-1967 e consiste na substituição do volume de solo retirado de um furo por igual volume de areia de baridade conhecida.

O ensaio consiste na colocação de uma placa no local para ensaio, onde alisa-se a superfície do solo com o auxílio de uma rasoira, para regularização desse mesmo local, em seguida coloca-se um tabuleiro sobre a superfície e procede-se à escavação de um furo cilíndrico de fundo arredondado e remoção de certa quantidade de solo.

O material tem que ser todo cuidadosamente recolhido e pesado, após este procedimento enche-se o furo com areia proveniente da garrafa de areia que havia sido previamente seca e calibrada (Figura 3.23 b).



a)



b)

Figura 3.23 – Garrafa de areia: a) Início do ensaio; b) Enchimento do furo com areia calibrada, uta, 2015

Após a realização do ensaio é possível determinar o peso volúmico do solo atreves da expressão (3.15):

$$\gamma_s = \frac{m_4}{m_1 - m_5 - \bar{m}_2} \times \gamma_a \quad (3.15)$$

Onde:

γ_s — Baridade do solo, em gramas por centímetro cubico (g/cm^3);

m_1 — Massa inicial da garrafa de areia, em gramas (g);

m_4 — Massa do material escavado no furo, (g);

m_5 — Massa da garrafa com areia remanescente, (g);

\bar{m}_2 — Constante da garrafa de areia, (g);

γ_a — Baridade da areia (g/cm^3).

Este ensaio foi executado no âmbito do caso de estudo, demonstrado no capítulo 4.

3.3 – Considerações finais

Os ensaios realizados *in situ* são uma mais-valia para o controlo de qualidade da construção de um pavimento rodoviário, podendo-se deste modo obter resultados importantes na fase de obra, por forma a verificar o cumprimento das exigências requeridas pelos projetistas. Deste modo, é também possível realizar alterações e melhorar possíveis problemas detetados ao longo do processo construtivo.

Todos os equipamentos descritos podem ser utilizados em EBVT, contudo alguns, devido a custos operacionais, disponibilidade e facilidade de operação não justificam a sua utilização. Visto existir uma vasta gama de equipamentos com os mesmos princípios, pode-se ajustar a tipologia de obra com os equipamentos a utilizar. Contudo, de modo a melhorar as condições de segurança e sempre que o orçamento permita, existem diversos equipamentos que permitem realizar ensaios a velocidade normal de tráfego, aumentando assim o rendimento e diminuindo o tempo de ensaio, de salientar os High Speed Deflectometer (HSD).

Como anteriormente referido, as EBVT têm maior relevância nos Países em desenvolvimento, demonstrando estes uma grande escassez de recursos para realização do controlo de qualidade e tendo em conta a limitação dos recursos disponíveis para o controlo de qualidade, é importante utilizar todos os meios disponíveis o mais eficientemente possível e combinar métodos convencionais de controlo com outros métodos de garantia de qualidade. De acordo com a SADC, 2003, os ensaios mais utilizados *in situ* no controlo de pavimentos são o CPD, que permite estimar a rigidez do solo das camadas compactadas, através da penetração de um cone no solo devido à queda de uma massa, a Garrafa de Areia (GA) que permite determinar a baridade seca do solo quando compactado, o gama densímetro que mede em poucos segundos o teor em água e o grau de compactação do solo, controlando assim a compactação de modo mais rápido e fácil e o Geogauge que permite estimar o modulo de deformabilidade do solo em poucos segundos.

Estes métodos são de baixo custo operacional, fácil manuseamento e os mais utilizados nos Países em desenvolvimentos para o controlo de Estradas de Baixo Volume de Tráfego.

Os equipamentos, como o CPD, gama densímetro, assim como o ensaio da garrafa de areia (Figura 3.24), conseguem de uma forma rápida determinar as principais características de uma camada de pavimento, deste modo o controlo de qualidade nos Países em desenvolvimento é garantido mesmo não utilizando os equipamentos mais avançados tecnologicamente.



a)



b)



c)

Figura 3.24 – Ensaio em Southern African Development Community (SADC): a) Ensaio com o gama densímetro; b) Ensaio garrafa de areia; c) Ensaio com o CPD, [SADC, 2003]

Os equipamentos de alto rendimento, como o HSD, são mais utilizados em países desenvolvidos onde a extensão, em km, é muito superior em relação aos países desenvolvidos, estas diferenças evidenciam-se devido aos recursos de cada País.

Deste modo o controlo de qualidade das EBVT tem mais obstáculos devido a vários fatores, nomeadamente:

- A utilização de equipamentos mais avançados no controlo de qualidade das EBVT representaria uma parcela muito maior nos custos de construção da mesma.
- Regularmente, os empreiteiros designados para a construção das EBVT, são empresas de menores dimensões, não tendo ao seu dispor tantos recursos como empreiteiros de projetos de maiores dimensões.
- As EBVT muitas vezes são executadas como pequenos projetos, nos quais a criação de instalações para realização de ensaios muitas vezes não é viável.

Como demonstra o Quadro 3.4 existe uma grande variedade de equipamentos com o mesmo fim, deste modo, podem ser utilizados equipamentos mais económicos e garantir um bom controlo de qualidade dos pavimentos rodoviários.

Para garantir uma boa execução de pavimentos rodoviários, é de referir que características como o módulo de deformabilidade e o grau de compactação devem ser bem controladas e garantir os mínimos exigidos. Deste modo, mesmo em Países com menos recursos económicos, podem ser garantidos através de ensaios como o CPD, o GD e a GA. Estes, como já referido, apresentam baixo custo e grande fiabilidade de resultados.

Quadro 3.4 – Comparação entre equipamentos de controlo das características do solo

Cálculo	Equipamento	Utilização	Aplicação
Módulo de deformabilidade	Geogauge	A*	<i>In Situ</i>
	FWD	PU**	
	DIP	PU	
	ECP	A	
	CPD	A	
	Portancemètre	PU	1 m/s
Cálculo deflexões	Lacroix	PU	3 - 8 Km/h
	Curviametro	PU	18 Km/h
	Viga de Benkleman	A	2 - 3 Km/h
	HSD	PU	90 Km/h
Definição do pavimento	Radar de prospeção	PU	Velocidade constante
Grau de compactação	Gama densímetro	A	<i>In situ</i>
	Garrafa de areia	A	<i>In situ</i>

*Mais utilizado nos Países em Desenvolvimento - (A)

**Pouco utilizado nos Países em Desenvolvimento (PU)

4 - Estudo experimental

4.1 – Considerações iniciais

Neste capítulo, de modo a serem cumpridos os objetivos iniciais do presente trabalho, apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados no trecho experimental construído no âmbito do projeto Tropical-PAV.

O estudo, numa primeira fase envolve a realização de ensaios não-destrutivos de uma Estrada de Baixo Volume Tráfego (EBVT). Fizeram-se ensaios de controlo de qualidade da EBVT com cinco equipamentos, nomeadamente o Soil Stiffness Gauge (SSG), Ground Penetration Radar (GPR), Defletómetro de Impacto Portátil (DIP), Defletómetro de Impacto (FWD) e gama densímetro (GD). Realizou-se ainda um ensaio denominado destrutivo, a Garrafa de Areia (GA).

Numa segunda fase, fez-se uma análise dos resultados obtidos, apresentando-se as características da EBVT, bem como a verificação do cumprimento dos valores necessários para a construção da estrada, de acordo com os parâmetros definidos no caderno de encargos do projeto.

Assim sendo, neste capítulo são apresentados dados necessários para a realização de um controlo de obra de uma Estrada de Baixo Volume Tráfego.

4.2 – Caracterização da infraestrutura

O trecho experimental foi concebido no âmbito do projeto “TROPICAL-PAV”, sendo este construído nas instalações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em Lisboa.

O trecho para o projeto foi implementado no pavilhão localizado a norte do LNEC, assinalado na Figura 4.1 e Figura 4.2.



Figura 4.1 – Localização do pavilhão no LNEC

De acordo com o caderno de encargos (CE) do projeto, de uma forma sucinta explicitam-se em seguida as características da infraestrutura construída. Estrutura em betão armado enterrada, em secção “U”, na qual foram colocadas as diversas camadas do pavimento a ensaiar, e instalados os carris de guiamento do veículo SEAPR (Sistema de Ensaio Acelerado de Pavimentos Rodoviários) para ensaios no pavimento. Tem um desenvolvimento total de cerca de 31 metros, uma profundidade máxima interior de 2 m e uma largura interior constante de cerca de 3 m. Numa das extremidades, nos primeiros 11 metros de desenvolvimento, a estrutura é em rampa, mas mantendo o formato em “U” variando a profundidade de 0 a 2,0 metros. A rampa garantirá um acesso ao interior da estrutura para a realização do seu enchimento com as camadas dos pavimentos a ensaiar. A secção dos 15 metros seguintes, onde se inserem os trechos de ensaio, será constante com profundidade e largura de cerca de 2 metros e 3 metros, respetivamente. Na outra extremidade, nos restantes 5 metros, a secção será também constante com largura de três metros, mas com profundidade de apenas 1 metro.

- Trecho de aceleração /desaceleração e inversão: 1 troço x 6 m = 6 m;
- Trechos de ensaios: 4 troços x 3 m = 12 m;
- Trecho de aceleração /desaceleração e inversão: 1 troço x 6 m = 6 m;
- Trecho de segurança: 2 troços x 2 m= 4 m
- Trecho para carrilamento e descarrilamento do veículo restantes metros.



Figura 4.2 – a) Portão do pavilhão do LNEC; b) Interior do pavilhão antes da construção

4.3 – Construção das camadas

As estruturas de pavimento a construir baseiam-se na experiência e na prática corrente em uso nos países Africanos, nomeadamente no mercado dos PALOP, onde maioritariamente se desenvolve a atividade rodoviária das empresas portuguesas do sector da construção, projeto, consultoria e fiscalização.

Como referido, o pavimento a construir é constituído por camadas estruturais tratadas com cimento (solo-cimento), construíram-se quatro tipologias diferentes de uma EBVT, de modo a permitir a análise comparativa do comportamento de cada uma delas sob idênticas condições de simulação de tráfego e de efeitos climatéricos, sendo:

- Estrutura 1

- Camada de desgaste em betão betuminoso, com betume de penetração nominal 50/706,0 cm;
- Camada de base em solo - cimento15,0 cm;
- Camada de sub-base em solo – cimento15,0 cm;

- Estrutura 2

- Camada de desgaste em betão betuminoso, com betume de penetração nominal 50/70 +
Revestimento superficial duplo 4,0 cm;
- Camada de base em solo - cimento 15,0 cm;
- Camada de sub-base em solo - cimento 15,0 cm;

- Estrutura 3

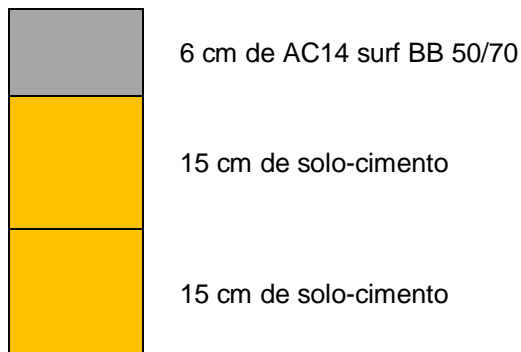
- Camada de desgaste em betão betuminoso, com betume de penetração nominal 50/70 6,0 cm;
- Camada de base + sub-base em solo - cimento 30,0 cm;

- Estrutura 4

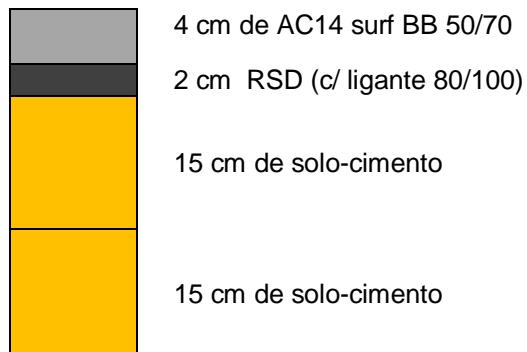
- Camada de desgaste em betão betuminoso, com betume de penetração nominal 50/70 +
Revestimento superficial duplo 4,0 cm;
- Camada de base + sub-base em solo - cimento 30,0 cm.

Na Figura 4.3 são apresentadas, de forma esquemática, as 2 soluções aplicadas para as camadas de base e sub-base, sendo uma solução de duas camadas de solo-cimento compactadas separadamente, com 15 cm cada, e outra de 30 cm de solo-cimento compactada de uma só vez, conjugadas com as 2 soluções definidas para a camada de desgaste, uma de 6 cm de betão-betuminoso e outra de 4 cm de betão betuminoso em cima de 2 cm de revestimento superficial.

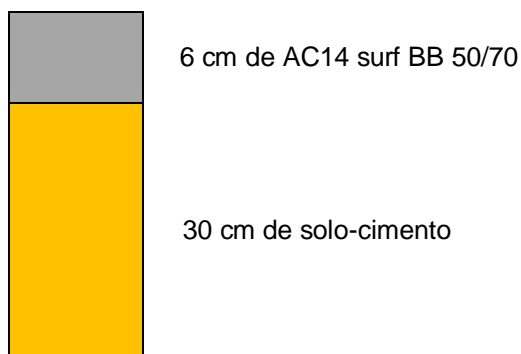
Estrutura Tipo 1 (Zona de Ensaio 2) (Z2)



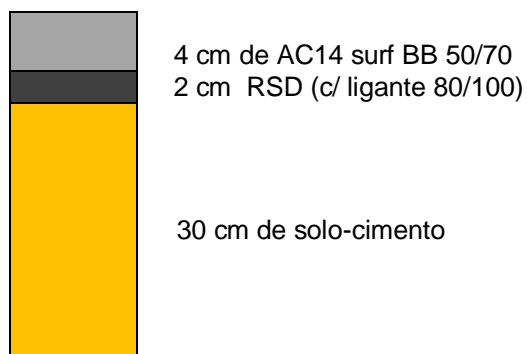
Estrutura Tipo 2 (Zona de Ensaio 3) (Z3)



Estrutura Tipo 3 (Zona de Ensaio 1) (Z1)



Estrutura Tipo 4 (Zona de Ensaio 4) (Z4)



RSD – Revestimento Superficial Duplo com betume 80/100; BB – Betão Betuminoso

Figura 4.3 – Diferentes estruturas do pavimento para a camada de desgaste e solo cimento

Na Figura 4.4 é possível visualizar as espessuras das camadas constituintes do pavimento, que compõem o corpo do pavimento das camadas de fundação, constituídas por solo argiloso.

Na Figura 4.5 está esquematizada, em corte, a localização das diferentes zonas do trecho onde se realizaram os ensaios de controlo de qualidade.

Na Figura 4.6 está esquematizada em planta, a localização das diferentes zonas do trecho experimental.

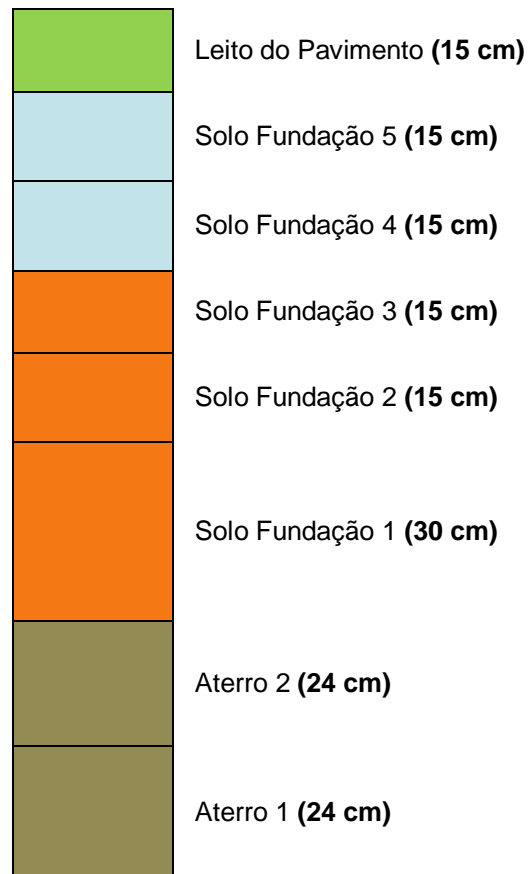


Figura 4.4 – Espessuras das camadas de fundação e leito do pavimento do trecho experimental

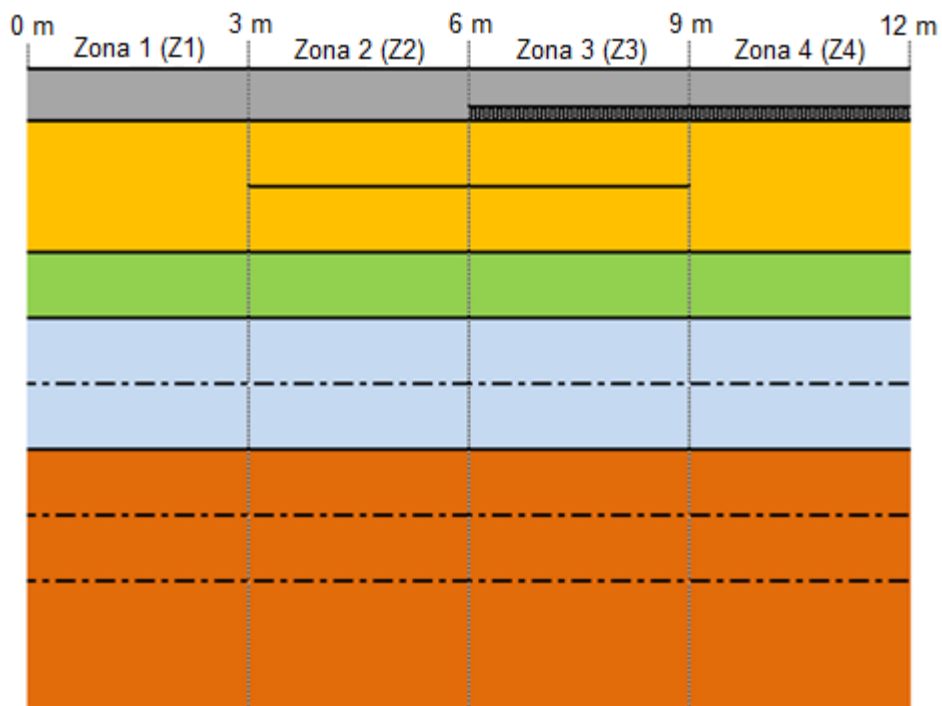


Figura 4.5 – Esquematização do trecho experimental

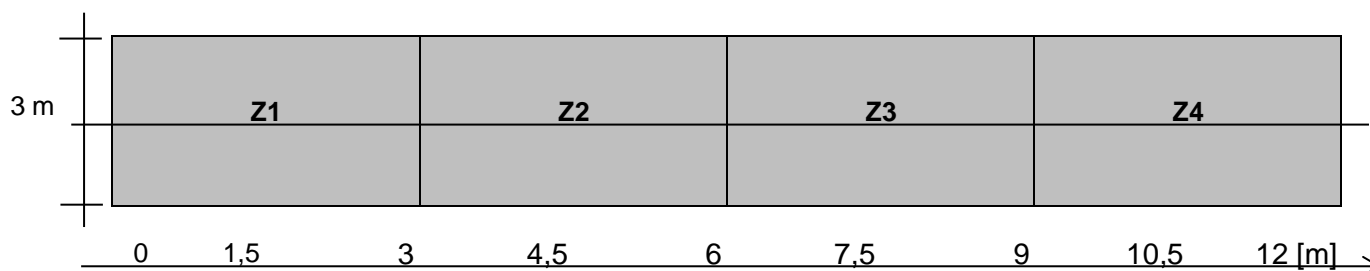


Figura 4.6 – Esquemática em planta do trecho experimental

Nas quatro zonas identificadas foram realizados ensaios no alinhamento central e ao centro de cada zona.

De modo a justificar a utilização de solo-cimento no pavimento rodoviário construído apresentam-se as vantagens na sua utilização:

- Têm em conta a escassez ou inexistência de material granular britado ou natural em largas zonas dos países onde se desenvolvem as obras, o que torna uma solução com uso desses materiais para camadas de base e de sub-base inviável ou excessivamente cara;
- Na vasta maioria desses territórios abundam materiais ou solos com condições boas ou aceitáveis para estabilização com cimento, sendo para o efeito relativamente fácil a localização de jazidas ou manchas de empréstimo a distâncias de transporte próximas das obras;

A mistura de solo-cimento foi realizada em obra, com a utilização de uma autobetoneira e colocada no trecho com o mesmo equipamento (Figura 4.7 a)). A mistura de solo-cimento continha 50% de solo de fundação, 40% de areia 0/2 mm, 10% de areia 2/4 mm, sobre este material foi aplicado um tratamento com 3% de cimento do tipo CEM II B-L 32,5N. De acordo com a quantidade de solo definido correspondiam determinadas quantidades de areia, cimento e água que eram controladas a cada mistura.

As camadas subjacentes às camadas de solo-cimento foram construídas todas com o mesmo tipo de solo, sendo este do tipo CL – argila pouco plástica, segundo a classificação unificada de solos. Contudo, é de referir que as camadas foram compactadas com diferentes espessuras de solo, no entanto foram mantidas as mesmas condições de rega para garantir o teor em água ótimo das camadas. Nas camadas de fundação, a primeira camada foi compactada com uma espessura de 30 cm, sendo que as restantes foram compactadas com espessuras de 15 cm.

As camadas de fundação foram colocadas na zona de compactação com o auxílio de uma retroescavadora (Figura 4.7 b)), o aumento do teor em água do material foi garantido de modo manual com auxílio de uma mangueira e a compactação de todas as camadas, de fundação e leito pavimento, foi realizada com o auxílio de uma cilindro de rolo liso Tandem (Figura 4.7 c)) e uma placa vibratória (Figura 4.7 d)) por forma a aplicar compactação nas zonas inacessíveis ao cilindro.



a)



b)



c)



d)

Figura 4.7 – Equipamentos: a) Autobetoneira; b) Retroescavadora; c) Cilindro de rasto liso tipo Tandem; d) Placa vibratória.

Na camada de desgaste foram aplicadas duas soluções, conforme já enunciado. Uma solução é constituída por uma camada com espessura de seis centímetros de betão-betuminoso do tipo AC14 surf 50/70, a outra solução é constituída por uma camada de dois centímetros de espessura de revestimento superficial duplo e quatro centímetros com camada em betão-betuminoso, igualmente do tipo AC14 surf 50/70. O revestimento superficial foi colocado com auxílio de um camião cisterna aquecido (Figura 4.8 a) para o espalhamento da rega com um betume de penetração nominal 80/100 e um outro com agregado que foi aplicado de forma manual devido as dimensões do trecho e a camada de betuminoso foi colocada com recurso a espalhadora (Figura 4.8 b) e posteriormente compactada com recurso a cilindro.



a)



b)

Figura 4.8 – Execução camada desgaste: a) Colocação de revestimento superficial com auxílio de caminhão tanque; b) Pavimentação do trecho com auxílio de uma espalhadora.

Os ensaios de controle de qualidade das camadas foram realizados imediatamente após a construção das mesmas, uma vez que os teores em água depois da construção têm tendência a diminuir, conduzindo a uma alteração dos valores obtidos.

Os ensaios das várias camadas dos pavimentos realizaram-se sempre no eixo central do mesmo, por forma a manter a coerência dos ensaios e evitar qualquer efeito de fronteira, causado pelas zonas menos compactadas devido à inacessibilidade do cilindro às zonas adjacentes ao muro de betão. Fizeram-se ensaios em 4 zonas em cada camada, correspondentes aos trechos ensaiáveis, abaixo serão denominadas como Z1, Z2, Z3 e Z4 de acordo com a localização.

De acordo com o caderno de encargos, para validação das camadas, o parâmetro a controlar seria o grau de compactação das mesmas. Deste modo, após as passagens definidas do cilindro (Quadro 4.1), o controlo de compactação era realizado com recurso ao equipamento Gama densímetro e ao ensaio garrafa de areia, por forma a validar a compactação da camada.

Quadro 4.1 – Número de passagens do cilindro e espessuras das camadas

Camada	Passagens* Cilindro	Espessura camada [cm]
Fundação 1	20	30
Fundação 2	20	15
Fundação 3	20	15
Fundação 4	20	15
Fundação 5	20	15
Leito do Pavimento	25	15
Solo - cimento	30	15 e 30

*Uma passagem equivale a ida e volta no trecho

O teor em água das camadas determinou-se com recurso ao ensaio Gama densímetro, contudo esporadicamente, utilizou-se um método expedito – método do álcool, sendo este depois confirmado com a determinação do teor em água com secagem em estufa. Este consiste na adição de álcool etílico a uma amostra de solo que posteriormente é queimado, o teor em água é determinado pela diferença de massa entre a amostra húmida e a amostra seca.

O teor em água ótimo foi determinado em laboratório para as camadas de solo fundação e para a camada de leito de pavimento através do ensaio Proctor modificado. O valor ótimo de teor em água para as camadas de solo de fundação e para a camada de leito do pavimento é de 16 %.

Para a camada de solo-cimento foi igualmente determinado em laboratório o teor em água ótimo, tendo sido obtido o valor de 10%.

Na análise dos resultados utiliza-se o termo “módulo de deformabilidade” para designar a relação entre a tensão e a deformação, para os diferentes tipos de materiais.

O módulo de deformabilidade depende de vários fatores, como: tipo de solo, baridade seca, teor em água. Para caracterizar a deformabilidade do solo utiliza-se em laboratório um ensaio em câmaras triaxiais com cargas repetidas, sobre amostras intactas ou sobre provetes moldados em condições iguais às de obra. Como nem sempre é possível a realização deste ensaio, e por forma a suprimir esta lacuna, utilizam-se correlações para estimar o módulo de deformabilidade a partir do CBR do solo [Antunes, 1993].

De acordo com Antunes, 1993, as correlações para estimar o módulo de deformabilidade são calculadas a partir das seguintes expressões:

$$E(MPa) = 10 \times CBR \quad (4.1)$$

$$E(MPa) = 17.6 \times CBR^{0.64} \quad (2\% \leq CBR \leq 12\%) \quad (4.2)$$

Em laboratório foi caracterizado o solo de fundação, sendo realizado o ensaio CBR e tendo sido obtido o valor de 2,6%, podendo ser estimado o módulo de deformabilidade do solo com as expressões acima referidas.

No Quadro 4.2 apresenta-se a localização e o tipo de ensaio realizado em cada zona.

Quadro 4.2 – Localização e tipo de ensaios realizados nas várias camadas

	Z1	Z2	Z3	Z4
Betuminoso	DIP; GPR; FWD	DIP; GPR; FWD	DIP; GPR; FWD	DIP; GPR; FWD
Solo-cimento	DIP;GG;GD	DIP;GG;GD	DIP;GG;GD	DIP;GG;GD
Leito Pavimento (20 dias após compactação)	GD;FWD	GD;FWD	GD;FWD	GD;FWD
Leito Pavimento (15 dias após compactação)	GD;GG;GPR	GD;GG;GPR	GD;GG;GA;GPR	GD;GG;GPR
Leito Pavimento	DIP;GD;GG	DIP;GD;GG;GA	DIP;GD;GG	DIP;GD;GG
Solo Fundação 5	DIP;GD;GG;GA	DIP;GD;GG	DIP; GD;GG	DIP;GD;GG
Solo Fundação 4	DIP;GD;GG	DIP;GD;GG	DIP;GD;GG;GA	DIP;GD;GG
Solo Fundação 3	DIP;GD;GG	DIP;GD;GG	DIP;GD;GG	DIP;GD;GG;GA
Solo Fundação 2	GD	GD;GA	GD	GD
Solo Fundação 1	DIP; GA;GD;GG	DIP;GD;GG	DIP;GD;GG	DIP;GA;GD;GG
Aterro 2	DIP	DIP	DIP	DIP
Aterro 1	DIP	DIP	DIP	DIP

GA – Garrafa de Areia; GD – Gama densímetro; GG – GeoGauge (SSG - Soil Stiffness Gauge); GPR – radar de prospeção; DIP – Defletómetro de Impacto Portátil; FWD – Defletómetro de impacto

4.4 – Ensaios das camadas de fundação e leito do pavimento

O Quadro 4.2 mostra o tipo de ensaio realizado em cada camada do trecho, sendo de salientar que os ensaios realizados nas camadas de aterro não vão ser alvo de análise, pois tratou-se de ensaios para controlo e calibração do equipamento. Para esta camada não havia, definido em cadernos de encargos, qualquer tipo de exigência a cumprir, apenas foram consideradas camadas de enchimento.

4.4.1 – Avaliação do grau de compactação

Ensaio com o método da Garrafa de Areia (GA)

O método garrafa de areia é um ensaio *in situ* utilizado no controlo de compactação, utilizado na determinação da baridade seca do solo, o teor em água do solo e sendo possível determinar o grau de compactação do mesmo.

Realizou-se um ensaio em todas as camadas construídas à exceção da primeira camada onde foram efetuados dois ensaios.

Como descrito no capítulo 3, para realização do ensaio colocou-se um tabuleiro sobre a superfície e procede-se à escavação de um furo cilíndrico (Figura 4.9 a), com profundidade igual ao diâmetro da placa (10 cm) (Figura 4.9 b), após este procedimento encheu-se o furo com areia proveniente da garrafa de areia previamente seca e calibrada. (Figura 4.9 c)

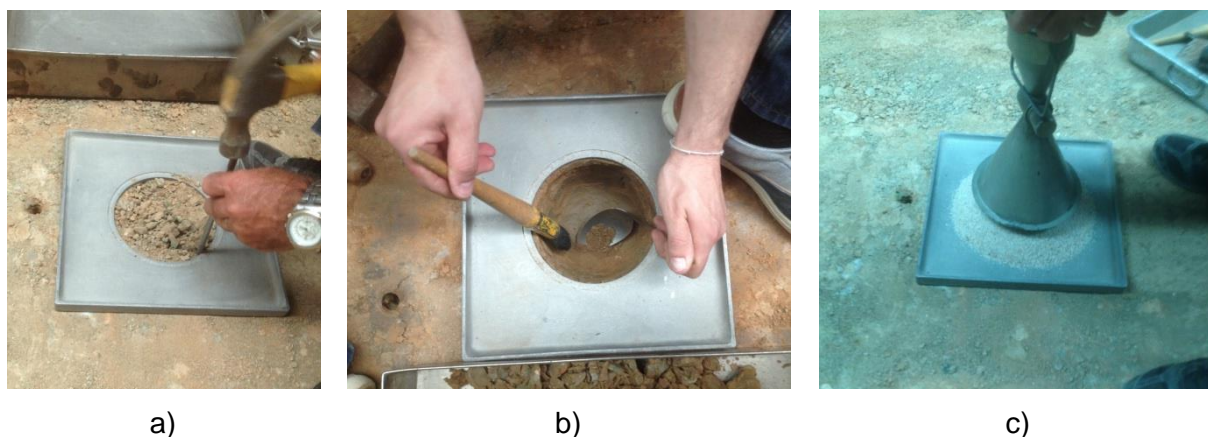


Figura 4.9 – Ensaio de Garrafa de areia: a) Picagem do solo ; b) Extração do solo; c) Colocação da areia calibrada no furo

Os resultados referentes às camadas de fundação construídas são resumidos no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Resultados de Garrafa Areia nas camadas de fundação.

Garrafa de areia				
Camada	Zona	DD [g/cm ³]	Teor em água [%]	Grau Compactação [%]
1	Z1	1,75	14,2	94,9
	Z4	1,75	15,5	94,8
2	Z2	1,75	14,2	94,9
3	Z4	1,73	16,5	93,6
4	Z3	1,71	17,1	93,0
5	Z1	1,74	16,9	94,2

DD – Baridade Seca;

De acordo com o caderno de encargos, o valor mínimo exigido do grau de compactação para as camadas de fundação é de 93 %.

Como se pode verificar pelo Quadro 4.3 o grau de compactação obtido em todas as camadas de fundação cumpre os requisitos pré definidos, demonstrando assim que a compactação foi bem executada sendo possível prosseguir com os trabalhos.

A Figura 4.10 apresenta a evolução do grau de compactação com o teor em água.

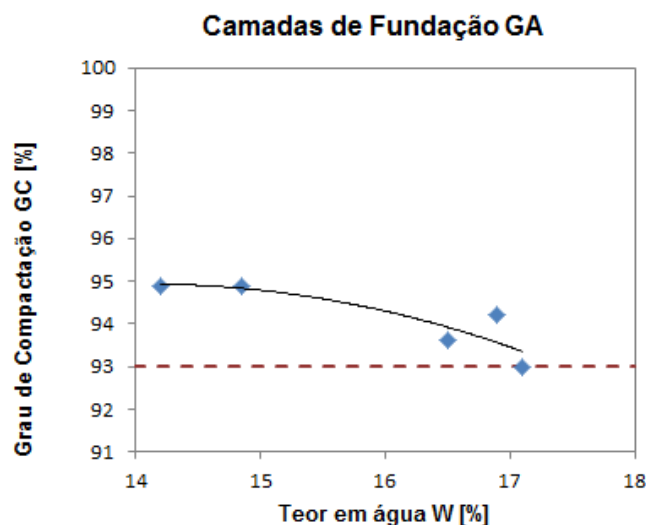


Figura 4.10 – Evolução do Grau de compactação com o teor em água na Garrafa de Areia

Pode-se observar na Figura 4.10 que todas as camadas têm uma compactação superior à exigida. Sendo ainda possível observar que o aumento do teor em água resulta na diminuição do grau de compactação, constatando-se a existência de uma relação $w - G_c$ [Santos, 2008].

Apesar dos resultados serem provenientes de diferentes camadas, estas são constituídas pelo mesmo material e aplicadas de igual forma e compactadas com o mesmo número de passagens de cilindro para a mesma espessura o que implica uma energia de compactação semelhante. É assim possível com base na análise da Figura 4.10 verificar os efeitos do teor em água no grau de compactação das camadas.

Os resultados obtidos para a camada de leito do pavimento estão descritos no Quadro 4.4.

Nesta camada foram realizados dois ensaios, o primeiro (6_LP) imediatamente após a compactação e o segundo (7_LP) quinze (15) dias após a compactação.

Quadro 4.4 – Resultados de Garrafa Areia na camada de Leito do Pavimento

Garrafa de Areia				
Camada	Zona	DD [g/cm ³]	Teor em água [%]	Grau Compactação [%]
6_LP	Z2	1,71	15,6	92,7
7_LP	Z3	1,69	7,7	91,9

DD – Baridade Seca;

De acordo com o caderno de encargos, para esta camada do pavimento o grau de compactação definido foi de 95%. Analisando o Quadro 4.4 verifica-se que o GC encontra-se abaixo do pré definido. Esta variação no grau de compactação pode ser explicada devido ao tipo de equipamento utilizado na compactação. Sendo o solo do tipo argiloso, esta camada deveria ter sido compactada com um cilindro pés de carneiro o mais indicado para este tipo de solos, contudo devido à falta deste equipamento por parte do empreiteiro foi utilizado cilindro de rolo liso Tandem (Figura 4.7 c)) [Santos, 2008].

Devido às características lamelares dos solos argilosos e à influência do teor em água, se o teor em água não estiver próximo do ótimo não é possível obter a compactação requerida com recurso à utilização de cilindros lisos. Nestas ocasiões devem ser providenciadas medidas/soluções de modo a reduzir o teor em água no solo. As soluções mais utilizadas são a construção de um aterro provisório ou de uma malha de colunas de brita, ou de colunas geotêxtil, utilizando equipamento próprio que permite cravar o geotêxtil no solo com elevada produção ou estas podem ser tratadas com cal, e escarificadas de modo a alterar as suas características e reduzir o teor em água [Ribeiro, 2008].

Ensaio com o Gama densímetro

O gama densímetro é um equipamento expedito no controlo de compactação das camadas dos pavimentos rodoviários, pois este mede de forma rápida e simples o teor em água do solo e o peso volúmico seco, obtendo assim o grau de compactação.

Antes de iniciar o ensaio na área a aplicar o equipamento, a superfície deve estar lisa, podendo utilizar-se uma rasoura para o efeito, como mostra a Figura 4.11 a), após a superfície lisa com a ajuda da placa procedesse à cravação de uma estaca para executar o furo na camada, onde posteriormente se coloca a haste do equipamento Figura 4.11 b). Antes da realização do ensaio tem que se garantir que a base do equipamento está assente no pavimento (Figura 4.11 c).

Em todas as camadas foram realizados ensaios às profundidades de 15 cm e 30 cm imediatamente após a compactação. Na análise foram utilizados os valores obtidos no ensaio a 30 cm de modo a garantir uma maior exatidão de valores.



a)



b)



c)

Figura 4.11 – Ensaio com o Gama densímetro: a) Preparação da superfície; b) Colocação da haste para ensaio; c) Realização do ensaio

Os resultados referentes à primeira camada ensaiada encontram-se resumidos no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Resultados obtidos na primeira camada de fundação (SF1) com o equipamento Gama densímetro

Local	DD [g/cm ³]	W [%]	Gc [%]	Gc exigido [%]
Z1	1,65	16,1	89,4	93,0
Z2	1,67	18,8	90,5	
Z3	1,68	17,2	90,9	
Z4	1,60	16,4	86,8	
Valor médio	1,65	17,1	89,3	

DD – Baridade Seca; W – Teor em água; Gc – Grau de compactação

Os resultados referentes à segunda camada construída resumem-se no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Resultados obtidos na segunda camada de fundação (SF2) com o equipamento Gama densímetro

Local	DD [g/cm ³]	W [%]	Gc [%]	Gc exigido [%]
Z1	1,73	17,6	93,8	93,0
Z2	1,74	15,9	94,2	
Z3	1,76	15,1	95,3	
Z4	1,70	17,1	92,0	
Valor médio	1,74	16,4	93,8	

DD – Baridade Seca; W – Teor em água; Gc – Grau de compactação

Os resultados referentes à terceira camada construída resumem-se no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Resultados obtidos na terceira camada de fundação (SF3) com o equipamento Gama densímetro

Local	DD [g/cm ³]	W [%]	Gc [%]	Gc exigido [%]
Z1	1,74	16,0	94,2	93,0
Z2	1,70	15,7	91,8	
Z3	1,69	14,5	91,1	
Z4	1,70	15,8	92,0	
Valor médio	1,70	15,5	92,7	

DD – Baridade Seca; W – Teor em água; Gc – Grau de compactação

Os resultados referentes à quarta camada construída resumem-se no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Resultados obtidos na quarta camada de fundação (SF4) com o equipamento Gama densímetro

Local	DD [g/cm ³]	W [%]	Gc [%]	Gc exigido [%]
Z1	1,68	16,8	91,1	93,0
Z2	1,72	15,6	93,0	
Z3	1,71	16,3	92,4	
Z4	1,75	12,7	94,5	
Valor médio	1,72	15,4	92,8	

DD – Baridade Seca; W – Teor em água; Gc – Grau de compactação

Os resultados referentes à quinta camada construída resumem-se no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Resultados obtidos na quinta camada de fundação (SF5) com o equipamento Gama densímetro

Local	DD [g/cm ³]	W [%]	Gc [%]	Gc exigido [%]
Z1	1,75	14,5	94,7	93,0
Z2	1,74	13,0	94,3	
Z3	1,74	16,6	94,1	
Z4	1,70	17,0	91,5	
Valor médio	1,73	15,3	93,7	

DD – Baridade Seca; W – Teor em água; Gc – Grau de compactação

Para as camadas de fundação, de acordo com o caderno de encargos, o valor mínimo exigido de compactação é de 93%. Com base nos resultados do ensaio Gama densímetro nas camadas de fundação (Quadro 4.5 a Quadro 4.9) verifica-se que em geral foi cumprido o requisito de compactação exigido (93%), à exceção da primeira camada, resultante de um pequeno aumento do teor em água da mesma e devido a esta ter sido compactada com 30 cm de espessura.

A Figura 4.12 apresenta o grau de compactação e os respectivos teores em água das cinco camadas de fundação.

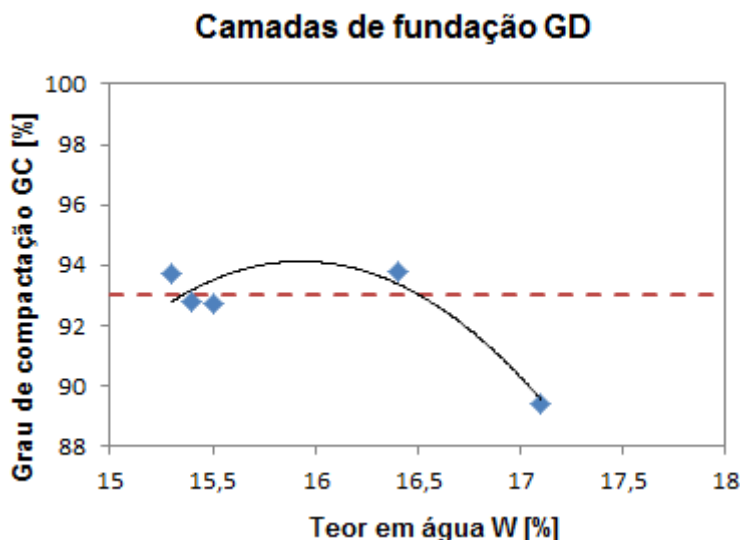


Figura 4.12 – Evolução do grau de compactação com o teor em água no Gama densímetro

Na Figura 4.12 verifica-se que as camadas com um melhor grau de compactação são as que apresentam um teor em água mais perto do ótimo ($W_{\text{ótimo}} = 16\%$). Apenas se identifica uma camada (primeira camada) com um grau de compactação inferior ao definido. Esta divergência deve-se a um teor em água mais elevado, e como já referido anteriormente a uma compactação da camada com uma espessura elevada de trinta centímetros (30 cm).

Da Figura 4.12 verifica-se que existe uma variação do grau de compactação com o teor em água do solo. Contudo, e apesar dos resultados serem de diferentes camadas, estas são constituídas pelo mesmo material. Para além disto, foram aplicadas de igual forma e compactadas com o mesmo número de passagens de cilindro, para a mesma espessura, o que implica uma energia de compactação semelhante. Denotando-se assim com base na análise da Figura 4.12, os efeitos do teor em água no grau de compactação das camadas.

Para cada teor em água, obtém-se uma maior ou menor eficiência do efeito de compactação na densidade do solo. Esta variação deve-se sobretudo ao efeito de atrito entre a água e as partículas de solo. Assim sendo, um alto teor em água no solo reduz as forças capilares, a resistência ao atrito e a resistência ao corte do solo. Por outro lado, um teor em água mais baixo, leva a um aumento do atrito das partículas que prejudica a redução de vazios. À medida que se aumenta o teor em água verifica-se uma lubrificação entre os grãos, facilitando assim a saída de ar. A partir de um determinado teor a água impede a expulsão do ar, não reduz o atrito nem influencia o rearranjo de partículas do solo, não sendo obtido qualquer acréscimo de densidade. Concluindo-se que para uma dada energia, há uma densidade máxima que é obtida para um certo teor em água, designado como o teor em água ótimo, representativo da relação ideal entre solo, água e ar [Ribeiro, 2008].

A sexta camada refere-se à camada de leito do pavimento, também esta executada com o material do solo de fundação, apresentam-se de forma resumida os resultados nos Quadro 4.10, Quadro 4.11 e Quadro 4.12. Sendo que o Quadro 4.10 apresenta os resultados referentes ao ensaio realizado imediatamente após a compactação, o Quadro 4.11 os resultados referentes ao leito de pavimento 15 dias após a compactação e por fim o Quadro 4.12 os valores da camada 20 dias após a compactação. Sendo assim possível verificar a evolução do teor em água ao longo do tempo.

Quadro 4.10 – Resultados obtidos na sexta camada, leito do pavimento, com o equipamento Gama densímetro

Local	DD [g/cm ³]	W [%]	Gc [%]	Gc exigido [%]
Z1	1,71	14,1	92,8	95,0
Z2	1,70	12,9	92,0	
Z3	1,72	14,3	93,4	
Z4	1,72	17,1	93,0	
Valor médio	1,72	14,6	92,8	

DD – Baridade Seca; W – Teor em água; Gc – Grau de compactação

Quadro 4.11 – Resultados obtidos na sexta camada, leito de pavimento, com o equipamento Gama densímetro (15 dias após compactação)

Local	DD [g/cm ³]	W [%]	Gc [%]	Gc exigido [%]
Z1	1,72	8,7	92,9	95,0
Z2	1,80	8,0	97,5	
Z3	1,76	8,2	95,5	
Z4	1,74	9,0	94	
Valor médio	1,75	8,5	94,9	

DD – Baridade Seca; W – Teor em água; Gc – Grau de compactação

Quadro 4.12 – Resultados obtidos na sexta camada, leito de pavimento, com o equipamento Gama densímetro (20 dias após compactação)

Local	DD [g/cm ³]	W [%]	Gc [%]	Gc exigido [%]
Z1	1,7	7,8	95,7	95,0
Z2	1,84	7,3	99,9	
Z3	1,77	6,6	95,8	
Z4	1,76	8,0	94,8	
Valor médio	1,79	7,4	96,5	

DD – Baridade Seca; W – Teor em água; Gc – Grau de compactação

Relativamente ao grau de compactação obtido na camada de leito de pavimento observa-se que este nunca atingiu o valor anteriormente referido como exigido pelo caderno de encargos de 95%, constatando-se mais uma vez que tal aconteceu devido ao tipo de equipamento utilizado.

No ensaio realizado imediatamente após a compactação Quadro 4.10 denota-se uma variação de 2,2% entre o grau de compactação atingido (em média) e o exigido.

Análise comparativa dos resultados obtidos como o método de Garrafa de Areia e com o equipamento Gama densímetro nas camadas de fundação e leito de pavimento

Como acima referido, o equipamento Gama Densímetro (GD) e o método de Garrafa de Areia (GA) determinam a baridade seca e o teor em água, sendo possível determinar o grau de compactação dos solos. Desta forma é importante conhecer a relação entre os resultados obtidos nos dois ensaios, que demonstra a Figura 4.13.

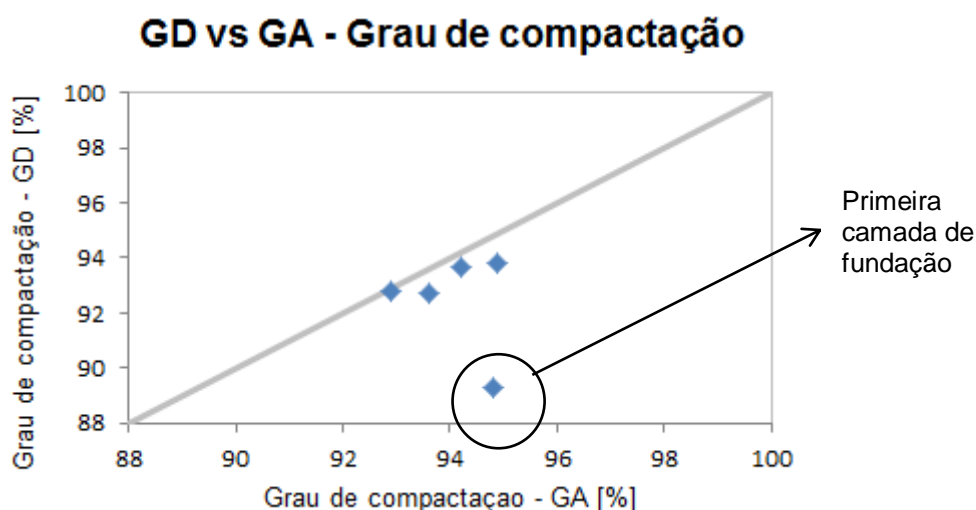


Figura 4.13 – Grau de compactação, relação Gama densímetro vs Garrafa de areia para as camadas de fundação

Na primeira camada de fundação, em relação ao grau de compactação verifica-se uma variação de valores entre os dois equipamentos, o GD obteve-se 89,3% enquanto na GA obteve-se 94,8% (Figura 4.13). Uma razão para esta divergência de valores é a espessura da camada, ou seja, a camada tem 30 cm de espessura, sendo que o ensaio garrafa de areia apenas realiza um furo de 10 cm de profundidade, apenas um terço da espessura da camada, podendo não ser uma amostra significativa para este tipo de espessuras, uma vez que a camada pode estar bem compactada no topo e não se verificar na totalidade da camada. Ao invés, o ensaio Gama densímetro realiza o ensaio a 30 cm abrangendo assim a espessura total da camada.

No que diz respeito às restantes camadas de fundação, e como é possível observar na Figura 4.13, existe uma relação entre os graus de compactação obtidos por ambos os ensaios. Sendo camadas de 15 cm, o ensaio GA fornece resultados muito bons, sendo comprovados pelo ensaio GD.

Para a camada de leito de pavimento, pode-se constatar que os resultados do ensaio GA e GD são muito idênticos, Quadro 4.4 e Quadro 4.10 respetivamente. Demonstrando que para camadas de espessura de 15 cm ambos os ensaios geram valores viáveis.

4.4.2 – Avaliação de desempenho de camadas

Ensaio com o equipamento Geogauge

Os ensaios com o Geogauge H – 4140 (Figura 4.14) permitem de forma simples, rápida e não destrutivo a medição do módulo de deformabilidade das camadas dos pavimentos.

Para a realização do ensaio é necessário garantir que a superfície se encontra lisa e regular, e que assente pelo menos 60% da base do equipamento, para garantir a correta aplicação exerce-se uma ligeira pressão com rotação no equipamento. Fizeram-se três medições em cada local definido, entre as quais aplicou-se uma rotação do equipamento. O valor utilizado na análise de resultados foi uma média das três medições, visto que os valores obtidos são da mesma ordem de grandeza em cada ensaio.



Figura 4.14 – Ensaio do Geogauge

Os resultados referentes às camadas de fundação resumem-se na Figura 4.15.

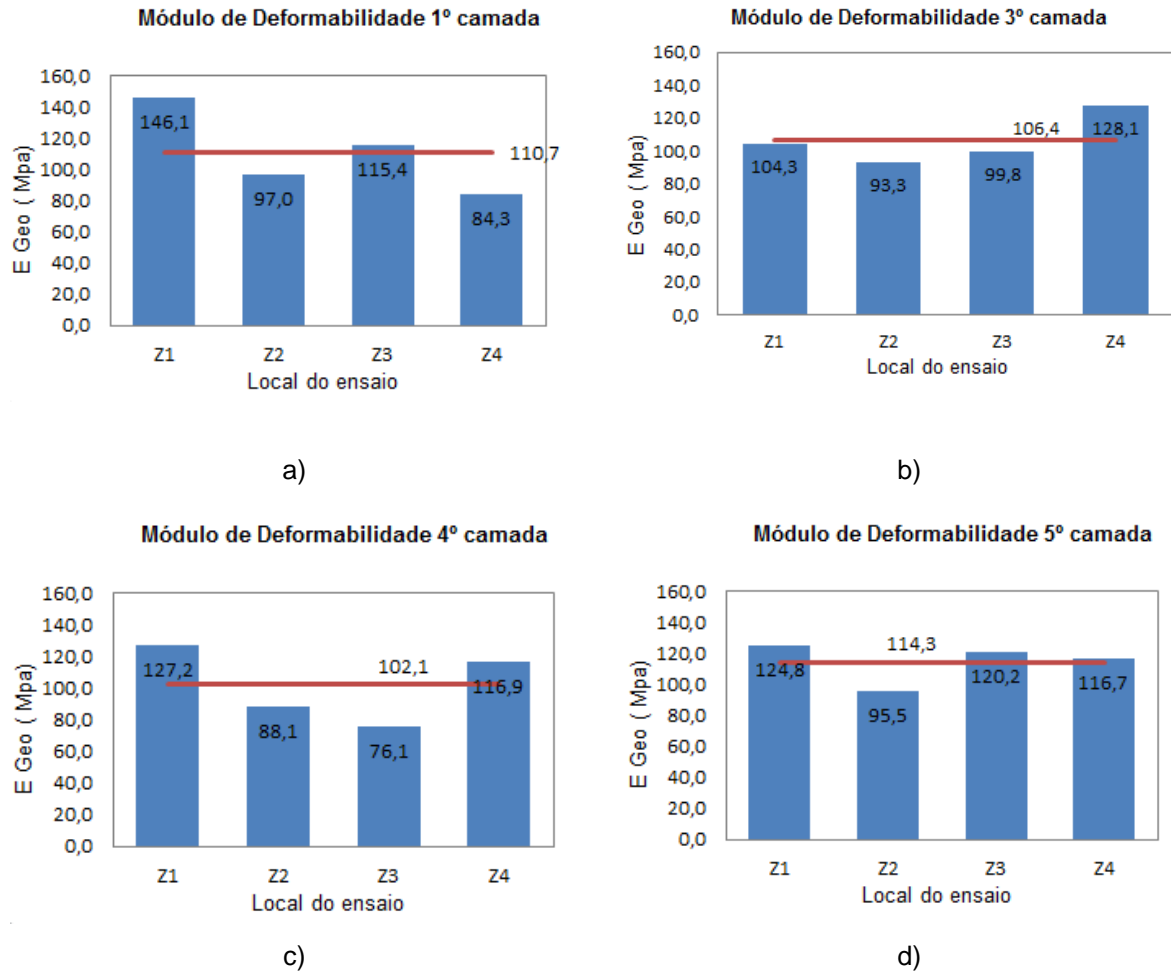


Figura 4.15 – Módulo de deformabilidade obtido nas camadas de fundação: a) Primeira camada (Solo fundação 1); b) Terceira camada (Solo Fundação 3); c) Quarta camada(Solo Fundação 4); d) Quinta camada(Solo Fundação 5)

Na Figura 4.15 podemos verificar que foram realizados nas camadas 1,3,4 e 5. A medição do módulo de deformabilidade com o Geogauge é rápida e expedita, não sendo necessário transportar um grande volume de equipamento, facilitando a obtenção dos resultados.

Analizando a Figura 4.15, podemos observar, de um modo geral todos os valores obtidos apresentam uma boa repetibilidade do equipamento. Regra geral as quatro camadas analisadas apresentam um módulo de deformabilidade na ordem de grandeza dos 100/110 MPa.

Na Figura 4.16 estão apresentados quatro gráficos, sendo os primeiros dois, a) e b), referentes à evolução do módulo de deformabilidade com a variação do teor em água e os últimos dois, c) e d), à evolução do módulo de deformabilidade com o grau de compactação.

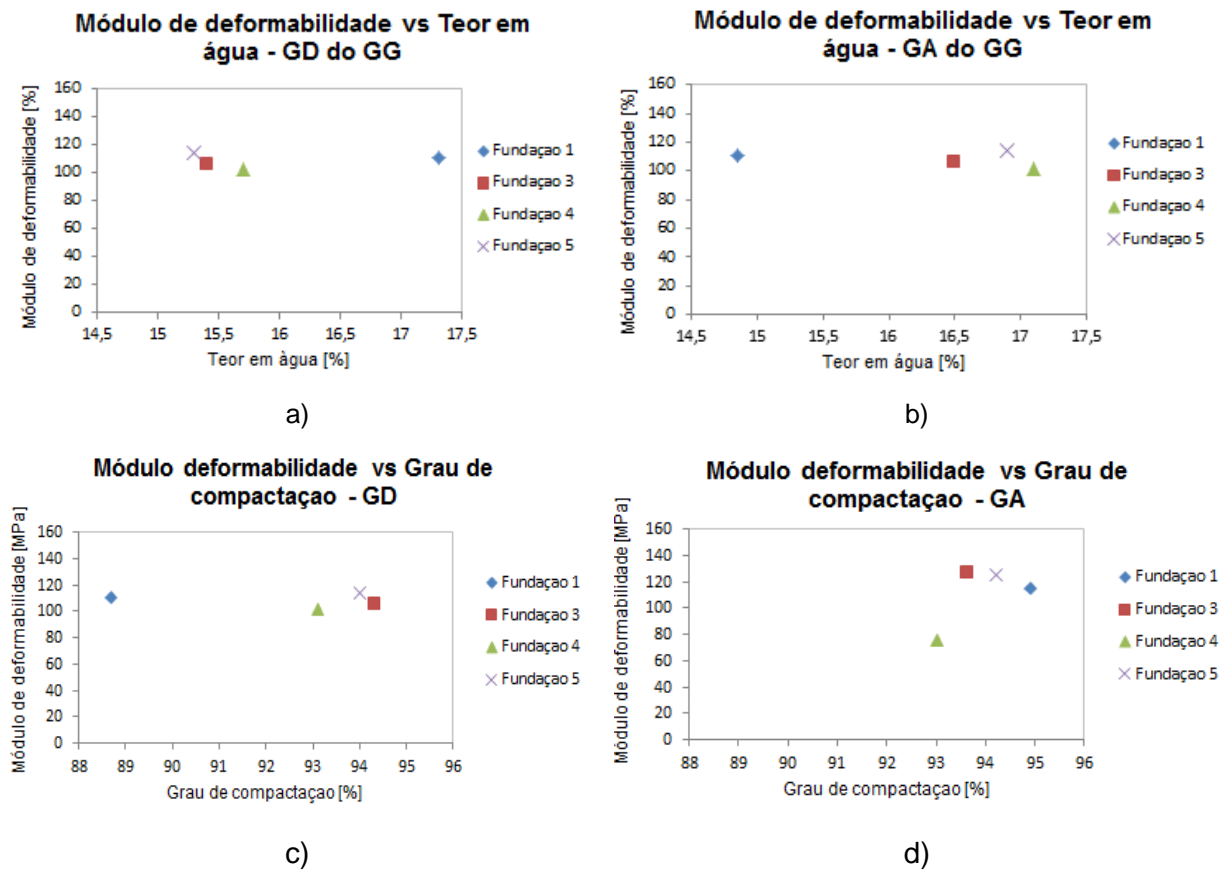


Figura 4.16 – Evolução do módulo de deformabilidade com a variação teor em água nas camadas de fundação e evolução do Grau de compactação

De acordo com a Figura 4.16 a) b), parece não existir relação evidente entre o módulo de deformabilidade e o teor em água obtidos pelos ensaios Gama densímetro e Garrafa de areia. Do mesmo modo de acordo com Figura 4.16 c) d), não é evidenciado uma relação do módulo de deformabilidade e o grau de compactação.

O valor do módulo de deformabilidade apresenta maior dispersão de valores quando comparado o grau de compactação realizado com a garrafa de areia e o gama densímetro, que demonstra mais homogeneidade de valores.

Os resultados referentes à camada de leito do pavimento construída resumem-se na Figura 4.17.

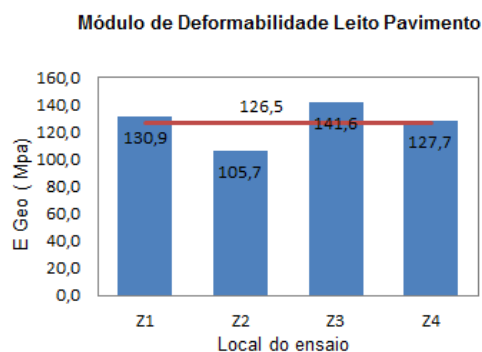


Figura 4.17 – Módulo de deformabilidade Leito de Pavimento

Ensaio de carga com o Defletómetro de Impacto Portátil

O ensaio com o DIP é utilizado para avaliar a capacidade de deformabilidade das camadas de solo em pavimentos rodoviários, entre outras possibilidades de utilização. Este equipamento mede as deflexões do terreno, induzidas pela aplicação de uma carga, de modo não destrutivo e consequentemente obtenção do módulo de deformabilidade.

Na realização dos ensaios foi utilizado o Defletómetro de Impacto Portátil (Figura 4.18 a)), que pesa cerca de 26 Kg, tem 1,28 m de altura e a massa que o constitui tem um peso de 15 Kg. Foi utilizada na base uma placa de 300 mm no qual cai a massa de altura de 0,80 m.

Antes da realização do ensaio deve ser garantida uma superfície regular, no qual a placa assenta uniformemente, garantir contacto solo-geofone (Figura 4.18 c)), e garantir a ligação entre o equipamento central e a viga adicional (Figura 4.18 b)).

Os pontos de ensaio foram os mesmos dos ensaios anteriores, com a exceção da fundação 2 onde não foram realizados ensaios. As deflexões foram medidas no centro da placa, através do geofone central e em dois geofones instalados numa viga adicional, estando afastados do ponto central a 0,30 m e 0,60 m. A força aplicada pelo equipamento à superfície do terreno foi cerca de 14 kN. O coeficiente de *Poisson* deve variar entre 0,2 e 0,4 para as camadas de solo de fundação, e foi adotado o valor 0,3 [Lopes, 2010].

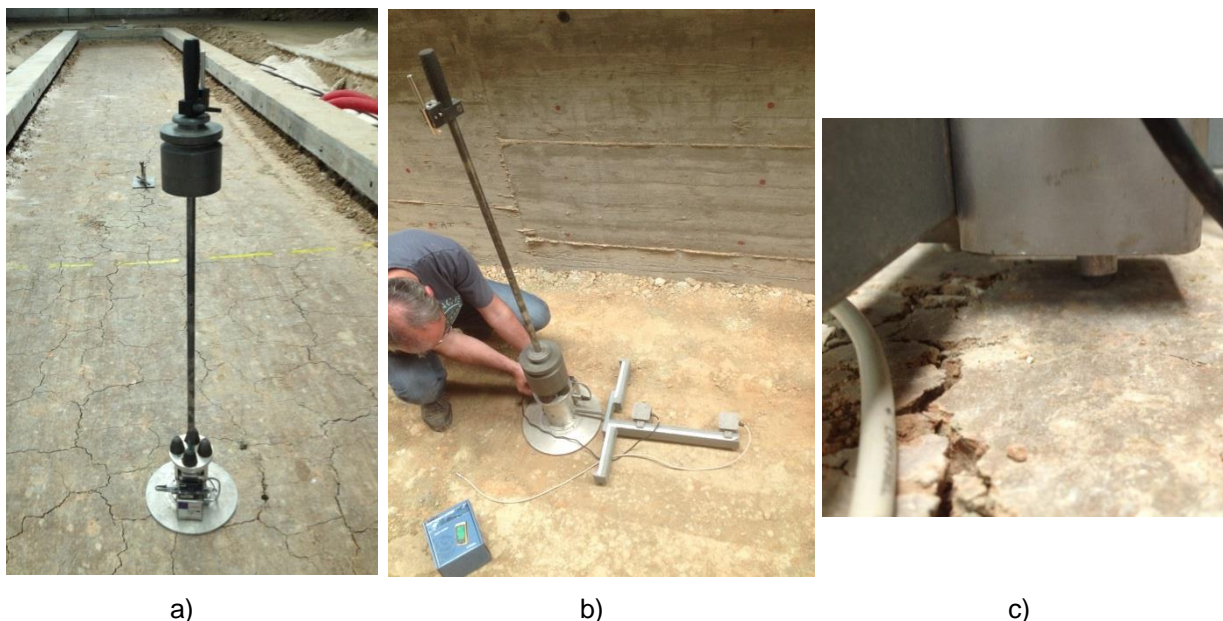


Figura 4.18 – Ensaios com o DIP: a) Equipamento pronto para ensaio; b) Ligação entre placa central e viga; c) Pormenor do geofone em contacto com o solo.

Aquando da realização dos ensaios os valores, deflexões medidas e forças aplicadas, são registados e armazenados no cartão de memória do PDA (Figura 3.4 d). Os módulos de deformabilidade são calculados pelas equações (3.2) e (3.3) de acordo com o geofone.

Para cada ponto de ensaio realizado com o equipamento, realizaram-se sete medições. Como é possível verificar na Figura 4.19, e como metodologia adotada, os dois primeiros ensaios são descartados para análise de resultados (devido à dispersão de valores), isso deve-se ao reajuste da placa central no solo a ser ensaiado. Assim e de acordo com a Figura 4.19, os valores utilizados foram os valores médios de cada camada dos restantes cinco pontos de ensaio. A Figura 4.19 apresenta os resultados referentes à zona 1 (Z1) de todas as camadas de aterro, fundação e leito de pavimento, sendo que nas restantes zonas o resultado é idêntico.

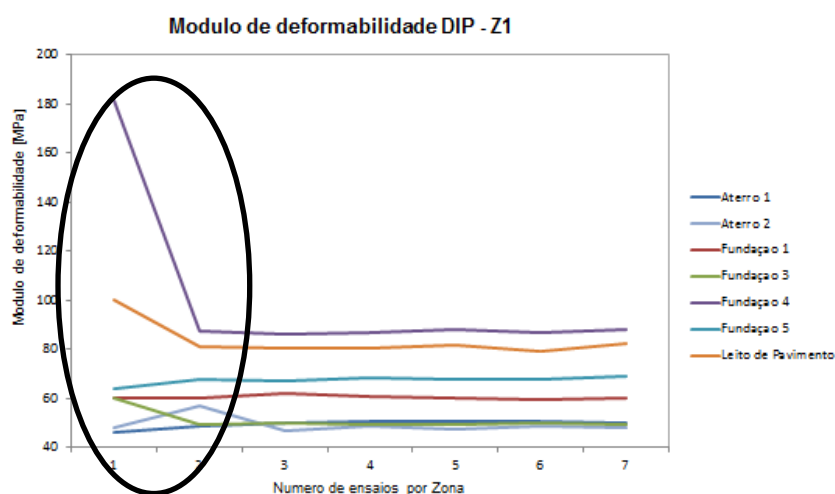


Figura 4.19 – Módulo de deformabilidade DIP- zona 1

Os resultados do módulo de deformabilidade obtidos com o defletómetro de impacto ligeiros estão resumidos no Quadro 4.13, referentes às camadas de fundação (1, 3, 4 e 5).

Quadro 4.13 – Módulo de deformabilidade das camadas de fundação: a) Camada Solo fundação 1; b) Camada Solo de fundação 3; c) Camada Solo de fundação 4; d) Camada Solo de fundação 5

Valor módulo de deformabilidade (MPa)		Valor módulo de deformabilidade (MPa)	
Local	Valor médio módulo	Local	Valor médio módulo
Z1	60,6	Z1	49,6
Z2	54,7	Z2	102,9
Z3	87,2	Z3	80,7
Z4	51,7	Z4	87,6
Valor médio	63,5	Valor médio	80,2

a) b)

Valor módulo de deformabilidade (MPa)		Valor módulo de deformabilidade (MPa)	
Local	Valor médio módulo	Local	Valor médio módulo
Z1	87,3	Z1	68,1
Z2	73,6	Z2	60,9
Z3	78,3	Z3	85,4
Z4	66,9	Z4	85,0
Valor médio	76,5	Valor médio	74,9

c) d)

Os resultados referentes à camada de leito de pavimento construída são resumidos no Quadro 4.14.

Quadro 4.14 – Módulo de deformabilidade da camada de leito do pavimento

Valor módulo de deformabilidade (MPa)	
Local	Valor médio módulo
Z1	75,6
Z2	57,7
Z3	88,0
Z4	75,1
Valor médio	74,1

A Figura 4.20 mostra os resultados obtidos com o Defletómetro de Impacto Portátil em todas as camadas de fundação e no leito do pavimento. Deste modo, pretende-se demonstrar a evolução do módulo de deformabilidade com o avanço da construção das camadas de solo.

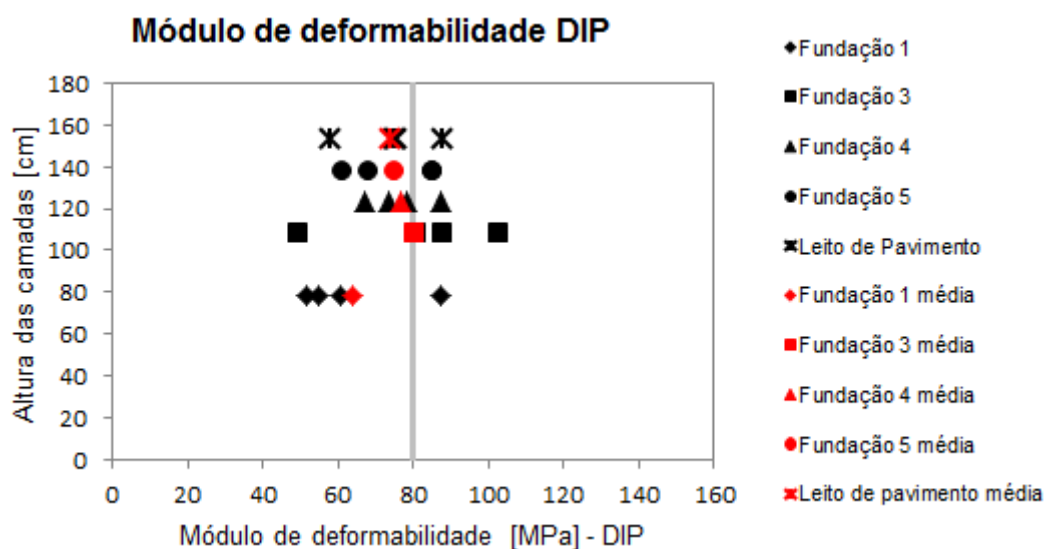


Figura 4.20 – Módulo de deformabilidade das camadas de fundação e leito do pavimento - DIP

Da Figura 4.20 observa-se que a fundação 1 apresenta um módulo de deformabilidade médio inferior ao das outras camadas, esta variação pode ser explicada devido à espessura desta, ou seja, a fundação 1 tem uma espessura de 30 cm e as restantes espessuras de 15 cm, assim e de acordo com a equação (3.2) observa-se que a diminuição do módulo de deformabilidade significa aumenta das deformações no terreno, ou seja, pior o grau de compactação do solo. Como anteriormente referido a camada de fundação 1 apresenta piores valores de compactação.

Os resultados obtidos demonstram pouca variação dos valores dos módulos de deformabilidade das várias camadas. Seria espectável verificar um valor crescente à medida da evolução das camadas, contudo isso não se verifica. Pode-se referir que um dos fatores possíveis para este resultado deve-se na utilização do mesmo material em todas as camadas e na coerência dos valores obtidos do grau de compactação.

Da Figura 4.21 é possível analisar os módulos de deformabilidade das camadas de fundação das quatro zonas de ensaio. É facilmente identificável que a zona 3 do trecho é a que apresenta maior homogeneidade em termos de módulos de deformabilidade, garantindo assim um grau de compactação semelhante em toda a zona 3.

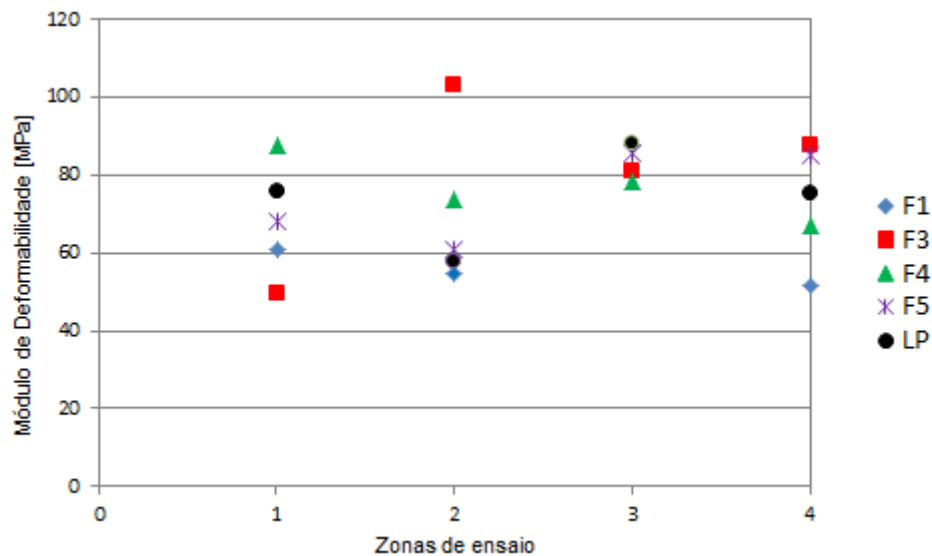


Figura 4.21 – Módulo de deformabilidade das 4 zonas do trecho experimental para as camadas de fundação e leito do pavimento

A Figura 4.22 demonstra a relação entre o módulo de deformabilidade e o grau de compactação.

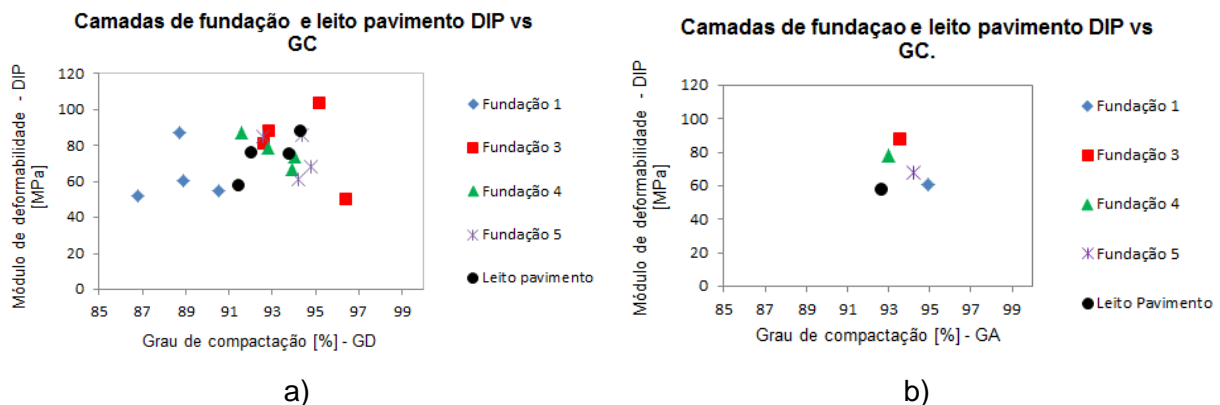


Figura 4.22 – Relação módulo deformabilidade do DIP e o grau de compactação: a) Relação do DIP – Gama densímetro; b) Relação DIP – Garrafa de Areia

De acordo com a Figura 4.22, verifica-se uma baixa relação entre o módulo de deformabilidade e o grau de compactação das camadas analisadas.

Na Figura 4.22 a), observa-se que a camada de fundação 1 em média apresenta um grau de compactação inferior ao das outras camadas.

Na Figura 4.22 b) a fundação 1 apesar de ter um módulo de deformabilidade baixo, o grau de compactação aumentou, em comparação com a Figura 4.22 a), isso deve-se à mudança de método para avaliar o grau de compactação e à espessura da camada. Com referido anteriormente, o ensaio garrafa de areia realiza um furo com 10 cm de profundidade, e o equipamento Defletómetro de

Impacto Portátil tem um alcance de profundidade entre 20 a 30 cm. Assim sendo, não é possível ter uma relação válida entre os ensaios.

No que diz respeito aos resultados obtidos com o DIP para as camadas de fundação e leito de pavimento, pode-se verificar grande uniformidade do valor do módulo de deformabilidade das camadas. Com a ressalva da fundação 1 (SF1), em que a dispersão de valores em relação às restantes se deve à espessura da camada.

Ensaio de carga com o Defletómetro de Impacto (FWD)

De modo a complementar os resultados para o módulo de deformabilidade dos equipamentos, Geogauge e Defletómetro de Impacto Ligeiro realizaram-se, ensaios com o Defletómetro de Impacto do LNEC (Figura 4.23).

Os ensaios realizaram-se na camada de leito pavimento, vinte dias após a compactação. O ensaio foi realizado com a placa de 300 mm de diâmetro, de modo idêntico à placa de carga utilizada com o Defletómetro de Impacto Ligeiro. A temperatura superficial do pavimento aquando da realização dos ensaios foi em média de 30,5° C e a carga aplicada no ensaio foi de 30 kN.



a)



b)

Figura 4.23 – Deflectómetro de Impacto LNEC

Em cada local de ensaio procedeu-se ao posicionamento do equipamento, após a placa de carga e os geofones assentes na superfície do pavimento procedeu-se à queda da massa sobre a placa. O primeiro impacto tem como função ajustar a placa à superfície do pavimento sendo registadas as deflexões, posto isto o equipamento é posicionado no ponto de ensaio seguinte e procede-se à mesma metodologia. Os geofones instalados no equipamento estão posicionados a várias distâncias do centro da placa central, sendo estas D0 - 0 m; D1 - 0,30 m; D2 - 0,45 m; D3 - 0,6 m; D4 - 0,9 m; D5 - 1,2 m; D6 - 1,5 m; D7 - 1,8 m; D8 - 2,1m.

Relativamente ao número de pancadas, foram realizadas 3 pancadas por ponto. Para efeitos da análise de resultados, foi utilizado o valor da terceira pancada, isto por uma questão de confiança dos resultados, pois quando se tem mais que uma pancada é aconselhável utilizar a última, isto porque a placa já está mais estabilizada com a infraestrutura.

Os resultados obtidos no ensaio apresentam-se, no Quadro 4.15. O ensaio foi realizado de 1,5 m em 1,5 m.

Devido à não homogeneidade da força aplicada em cada ponto de ensaio, foi necessário normalizar as deflexões registadas nos geofones para uma força de impacto padrão. A força de impacto para a qual as deflexões foram normalizadas foi de 30 kN, a normalização realizou-se de acordo com a expressão (3.1).

Quadro 4.15 – Deflexões medidas com o Deflectómetro de Impacto do LNEC

Distância [m]	Deflexões [μm]									Carga [kN]
	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	
0	931	556	306	194	67	43	37	33	29	30
1,5	990	445	316	207	94	53	36	26	24	
3	1160	502	288	162	87	57	35	35	29	
4,5	1042	468	136	159	73	54	34	30	28	
6	910	439	298	161	89	50	34	26	23	
7,5	1052	487	272	156	88	66	37	28	25	
9	1032	465	276	144	82	52	39	29	22	
10,5	964	339	110	137	90	33	38	29	19	
12	975	610	337	197	89	69	35	27	26	

Verifica-se na Figura 4.24 as deflexões medidas pelo Defletómetro de Impacto de acordo com as distâncias percorridas no trecho experimental. Regra, e analisando o geofone central (D0), onde carga é aplicada, verifica-se uma homogeneidade das deflexões obtidas. Demonstrando assim que as compactações da estrutura se encontram muito semelhantes.

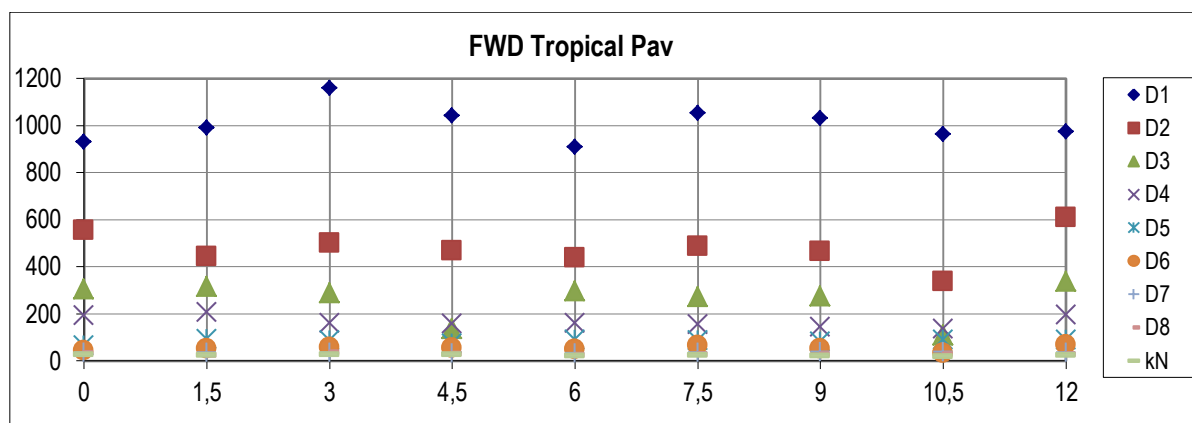


Figura 4.24 – Deflexões obtidas com o Deflectómetro de Impacto do LNEC

Ensaio com o Radar de Prospeção

Nos ensaios com o radar de prospeção no trecho experimental foram utilizados as duas antenas disponíveis no equipamento do LNEC (Figura 4.25 a). Em primeiro realizaram-se ensaios com antena de 1,0 GHz e posteriormente a antena de 1,8 GHz. Em todas as camadas foram colocados painéis de alumínio (Figura 4.25 b) de modo a facilitar a reflexão das ondas eletromagnéticas.



a)



b)

Figura 4.25 – Radar de Prospeção: a) Antenas do Radar; b) Paineis de alumínio.

O ensaio com o Radar de Prospeção foi realizado em duas camadas da estrutura, na camada de leito pavimento e na camada de revestimento. Na Figura 4.26 é possível verificar as imagens obtidas pelo ensaio na camada de leito do pavimento e a Figura 4.27 a localização dos painéis de alumínio nas camadas de fundação.

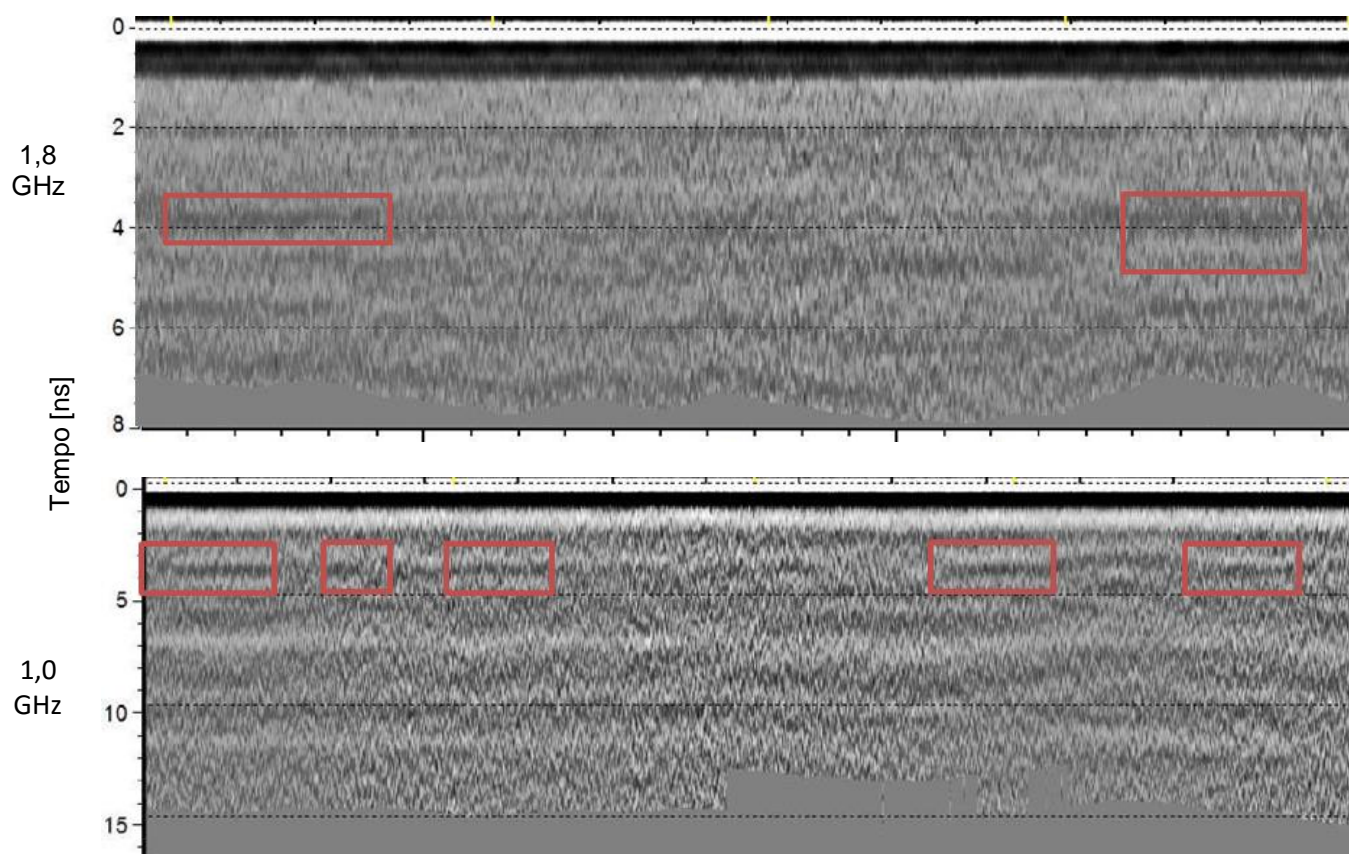


Figura 4.26 – Imagens com o Radar de Prospeção com antenas de 1,8 GHz e 1,0 GHz na camada de leito do pavimento

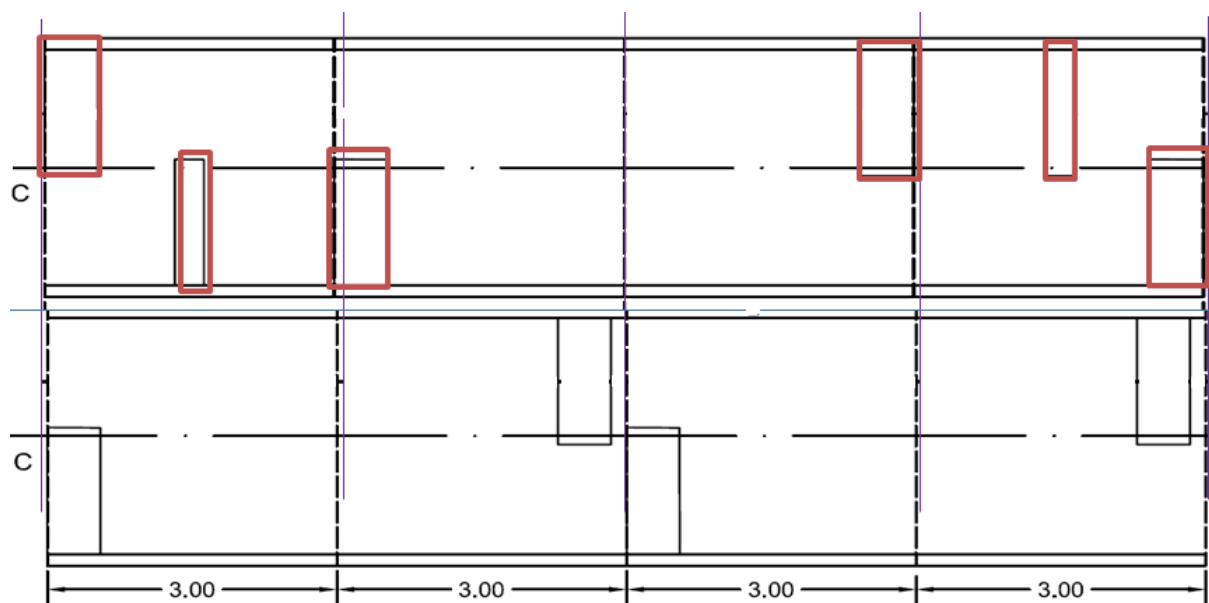


Figura 4.27 – Localização dos painéis de alumínio nas camadas de leito do pavimento e fundação

Na Figura 4.26 é possível visualizar o resultado obtido através do ensaio com o Radar de Prospeção com a antena de 1,8 GHz e o resultado obtido com a antena de 1,0 GHz. Como possível verificar a antena de 1,8 GHz possuiu uma imagem com melhor resolução, contudo o alcance das ondas eletromagnéticas, em profundidade, é menor. O oposto ocorre com a antena de 1,0 GHz, em que a resolução das imagens não é muito boa, no entanto garante maiores alcances em profundidade.

Da análise de ambas as imagens obtidas é perceptível uma grande dificuldade na identificação das diferentes camadas. Apenas é possível identificar a camada de leito pavimento (mencionado na imagem). Uma possível explicação para esta constatação deve-se ao facto do material das diferentes camadas ser o mesmo.

O ensaio com o radar de Prospeção é muito útil quando existem diferentes camadas com diferentes tipos de material, pois cada material absorve de modo diferente as ondas eletromagnéticas que recebe do equipamento, fazendo assim variar as ondas refletidas.

4.5 – Ensaio na camada de solo-cimento

4.5.1 – Avaliação do grau de compactação

Ensaio com o método da Garrafa de Areia

Para a camada de solo-cimento (SC) foi efetuado um ensaio com o método da Garrafa de Areia. O ensaio foi realizado na zona 4, onde a camada apresenta uma espessura de compactação de 30 cm. De acordo com o caderno de encargos o grau de compactação mínimo exigido para a camada de solo-cimento é de 97%.

No Quadro 4.16 estão apresentados os valores obtidos com o método da Garrafa de areia.

Quadro 4.16 – Resultados obtidos com o método da Garrafa de Areia na camada de solo - cimento

Garrafa de areia					
Camada	Zona	DD [g/cm ³]	Teor em água [%]	Grau Compactação [%]	Gc exigido [%]
SC	Z4	1,818	11,8	94,2	97,0

DD – Baridade Seca;

Como é possível visualizar no Quadro 4.16, o valor obtido não atinge o valor mínimo exigido, contudo é de salientar que o ensaio da garrafa de areia faz a análise do solo a uma profundidade de 10 cm, e a camada tem 30 cm, não sendo portanto possível garantir que a compactação em toda a camada esteja homogénea.

A espessura das camadas têm influência no grau de compactação destas, quanto maior a espessura da camada maior dificuldade existe na compactação.

Ensaio com o Gama densímetro

Para a camada de solo-cimento, como anteriormente descrito, foram construídas duas estruturas diferentes no trecho. Numa estrutura houve a colocação e compactação do material com a espessura total da camada de 30 cm e uma segunda estrutura que foi executada e compactada em duas camadas de 15 cm de espessura cada. Os ensaios realizados para controlo de qualidade da camada foram realizados no topo das duas soluções estruturais, com a espessura total da camada de 30 cm. Para a camada de solo-cimento, de acordo com o caderno de encargos o valor estipulado como mínimo para o grau de compactação é de 97%.

De acordo com a Figura 4.28 e o Quadro 4.17 pode-se verificar que foram realizados quatro ensaios com o GD, um por cada zona de ensaio.

A Figura 4.28 demonstra a evolução do grau de compactação com o teor em água para a camada de solo-cimento.

Quadro 4.17 – Resultados obtidos com o Gama densímetro nas camadas de solo-cimento

Local	DD [g/cm ³]	W [%]	Gc [%]	Gc exigido [%]
Z1	1,64	13,5	81,3	97,0
Z2	1,79	13,4	88,6	
Z3	1,79	12,5	88,4	
Z4	1,69	11,3	83,9	
Valor médio	1,73	12,7	85,5	

DD – Baridade Seca; W – Teor em água; Gc – Grau de compactação

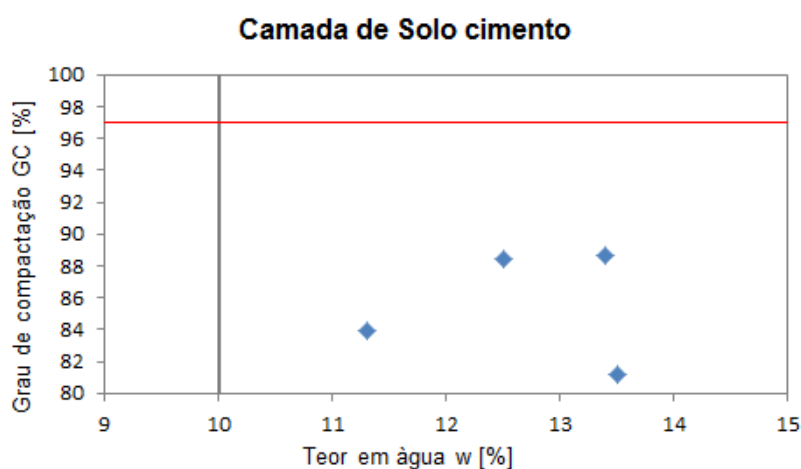


Figura 4.28 – Evolução do grau de compactação com o teor em água

Na Figura 4.28 verifica-se que o grau de compactação não atingiu os valores definidos no caderno de encargos (97%) e o valor do teor em água encontra-se acima do valor ótimo de 10%. A realização da mistura de solo-cimento foi executada com recurso a uma autobetoneira (Figura 4.7 a), verificou-se no entanto grande dificuldade em garantir a homogeneização da mistura, existindo dificuldade no desterroamento do solo assim como na ligação dos diferentes materiais. De modo a solucionar o problema foi necessário, em obra, aumentar o teor em água a aplicar na mistura. Assim se explica o alto teor em água obtido pelo ensaio GD.

O valor ótimo do teor em água obtido em laboratório pode não corresponder ao valor ótimo do teor em água em obra de modo a maximizar a compactação, ou seja, devido ao processo de execução da mistura e das diferentes energias de compactação aplicadas o valor ótimo pode variar.

4.5.2 – Avaliação de desempenho de camadas

Ensaio com o equipamento Geogauge

Para a camada de solo-cimento foram realizados ensaios de 1,5 m em 1,5 m para controlo de qualidade da camada.

Durante cada ensaio fizeram-se três medições em cada local definido, entre as quais se aplicou uma rotação do equipamento. O ensaio foi realizado no início, centro e fim de cada zona da estrutura e o valor utilizado na análise de resultados foi uma média das três medições, visto que os valores obtidos são da mesma ordem de grandeza em cada ensaio.

O Quadro 4.18 e a Figura 4.29 apresentam os valores obtidos para a camada de solo-cimento.

Quadro 4.18 – Módulo de deformabilidade obtido com o Geogauge na camada de solo cimento

Distância [m]	0	1,5 (Z1)	3	4,5 (Z2)	6	7,5 (Z3)	9	10,5 (Z4)	12
Módulo de deformabilidade [MPa]	189,5	204,9	157,3	214,6	175,2	251,2	141,1	187,4	219,9

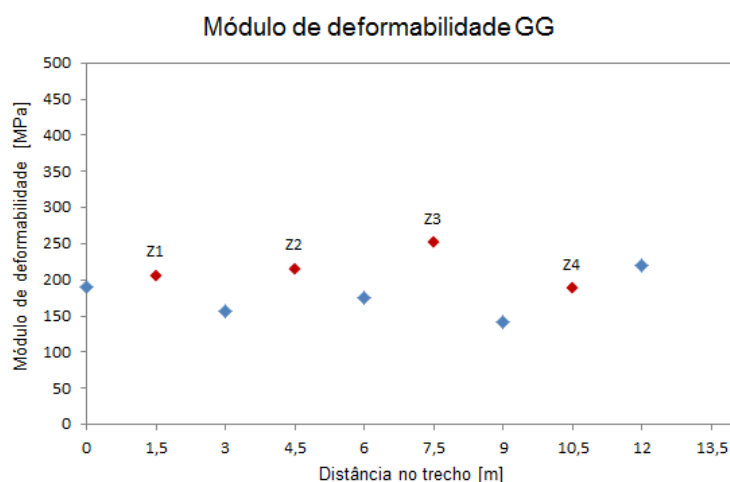


Figura 4.29 – Módulos de deformabilidade obtidos com o Geogauge na camada de solo cimento

Analisando a Figura 4.29 pode-se observar que as zonas 2 e 3 apresentam módulos de deformabilidade maiores. Este resultado seria espectável tendo em conta que as compactações nestas zonas foram realizadas com camadas de 15 cm. Assim sendo é possível identificar estas zonas como as que apresentam menores deflexões.

As restantes medições, como esperado, apresentam módulos de deformabilidade menores, isso deve-se aos ensaios coincidirem com os locais de transição entre zonas, onde a compactação poderá apresentar falhas.

Ensaio com o Defletómetro de Impacto Portátil - DIP

Para o controlo de qualidade da camada de solo cimento, foram efetuados ensaios em todas as zonas, incluindo início e fim de cada zona. O principal objectivo seria ter uma melhor percepção da homogeneidade e compacidade de toda a camada de solo cimento. A metodologia de ensaio utilizada na camada foi a mesma das outras camadas, mantendo a altura de queda de 0,80 m, a massa de queda com 15 Kg e o diâmetro da base da placa de 300 mm.

Para a camada de solo-cimento o valor do coeficiente *Poisson* deve variar entre 0,1 e 0,35, e foi adotado o valor de 0,25 [Alves, 2010].

O Quadro 4.19 e a Figura 4.30 apresentam os valores obtidos pelo DIP ao longo do trecho experimental.

Quadro 4.19 – Módulo de deformabilidade obtido com o DIP na camada de solo-cimento

Distância [m]	0	1,5 (Z1)	3	4,5 (Z2)	6	7,5 (Z3)	9	10,5 (Z4)	12
Módulo de deformabilidade [MPa]	157,9	135,2	262,9	321,6	457,9	189,5	142,0	241,9	300,0

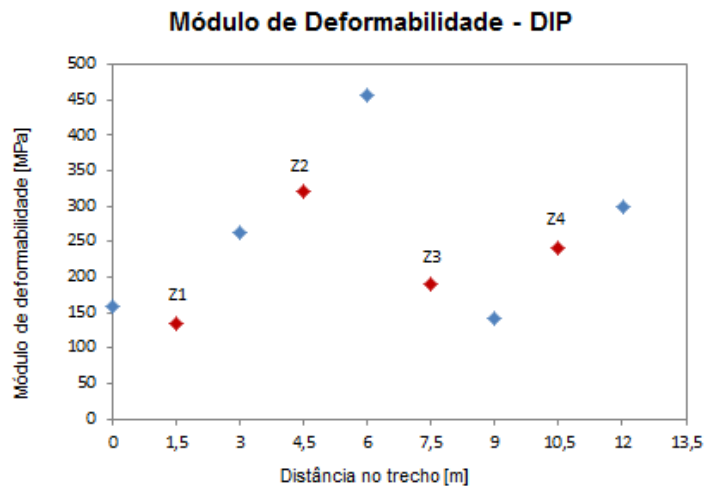


Figura 4.30 – Módulo de deformabilidade obtido com o DIP na camada de solo cimento

Os resultados obtidos com o Deflectómetro de Impacto Portátil demonstram uma ligeira variação de valores ao longo do trecho. Como foi possível observar na Figura 4.30 não é possível identificar uma melhoria das camadas compactadas em duas camadas de 15 cm em comparação com as compactadas em camadas de 30 cm.

O valor de grau de compactação não foi atingido para esta camada, neste caso, da avaliação do DIP pode-se observar que um módulo de deformabilidade de 200/250 MPa é insuficiente para garantir a compactação.

4.6 – Ensaio na camada de misturas betuminosas

4.6.1 – Controlo da mistura betuminosa

De forma a se proceder ao controlo da mistura betuminosa e validação das suas características foi feita a recolha de amostras de mistura betuminosa à saída da pavimentadora. Da amostra recolhida foram realizados os seguintes ensaios:

- Análise granulométrica – método de peneiração, segundo a norma EN 933-1;
- Determinação da baridade máxima teórica, segundo a norma EN 12697-5 procedimento A;
- Determinação da percentagem de betume da mistura betuminosa por centrifugação segundo o método LNEC baseado na norma ASTM D2172 método A;
- Determinação da baridade da mistura betuminosa dos provetes moldados em laboratório com 75 pancadas em cada uma das faces;

- Ensaio de pista sobre provetes moldados em laboratório por vibro compressão, da mistura recolhida, segundo a norma EN 12697-22 procedimento B;
- Ensaio Marshall, segundo a norma EN 12697-34;
- Ensaio de determinação da sensibilidade à água, segundo a norma EN 12697-12;
- Determinação da penetração e da temperatura de amolecimento da amostra de betume recuperado da mistura, segundo as normas EN 1426 e EN 1427 respetivamente.

Na Figura 4.31 pode-se observar a curva granulométrica da amostra de agregado recuperado da mistura betuminosa.

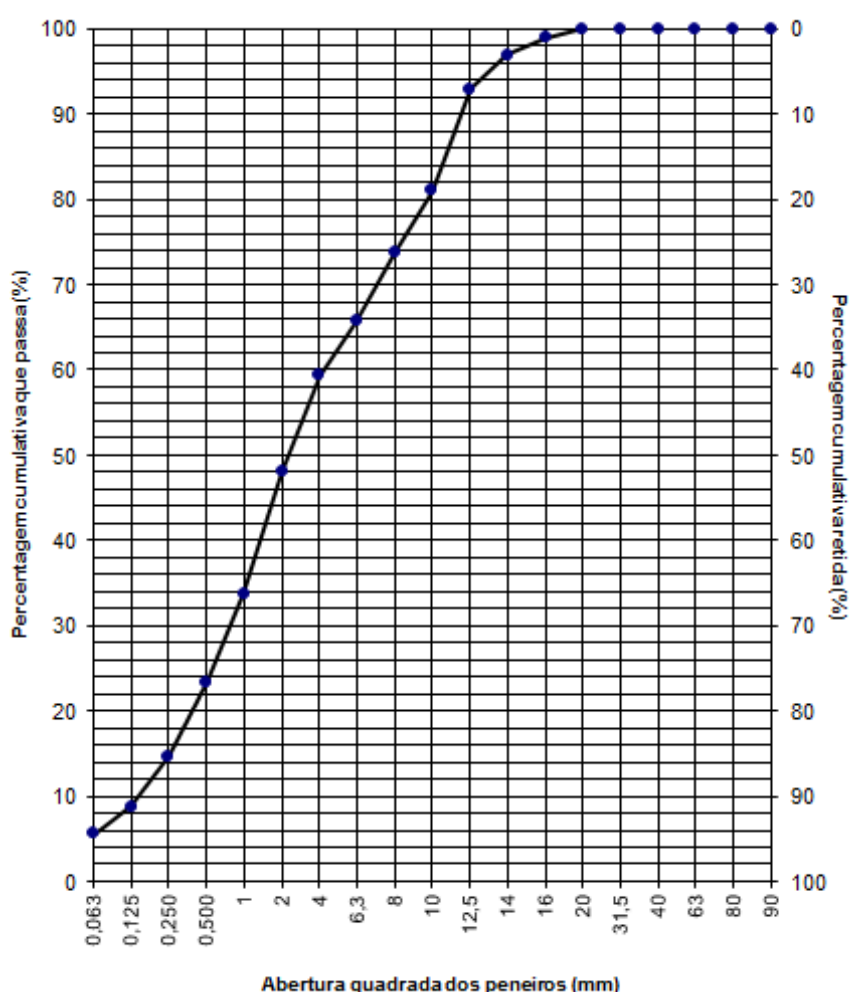


Figura 4.31 – Análise granulométrica do agregado recuperado da mistura betuminosa

O valor obtido para a baridade máxima teórica da mistura foi de $2,552 \text{ Mg/m}^3$. Este valor é superior ao definido na formulação laboratorial que era de $2,481 \text{ Mg/m}^3$.

No Quadro 4.20 são apresentados os valores para o teor em betume e a percentagem de betume da mistura. Para a percentagem de betume obteve-se um valor de 4,4%, sendo este inferior em 0,6% ao definido na formulação da mistura betuminosa.

Quadro 4.20 – Determinação do teor em betume e da percentagem de betume da mistura

Teor em Betume	(%)	4,6
Percentagem em Betume	(%)	4,4

Uma mistura betuminosa constituída por uma determinada granulometria, se não tiver quantidade de betume suficiente pode desagregar-se quando sujeita às ações do tráfego.

O efeito da quantidade de betume numa mistura betuminosa pode ser observado através da Figura 4.32, para cada tipo de mistura betuminosa há uma percentagem de betume ótimo onde o comportamento é o ideal, contudo fazendo variar a percentagem de betume o comportamento deixa de ser o ideal provocando problemas na aplicação e no futuro da camada de betuminoso.

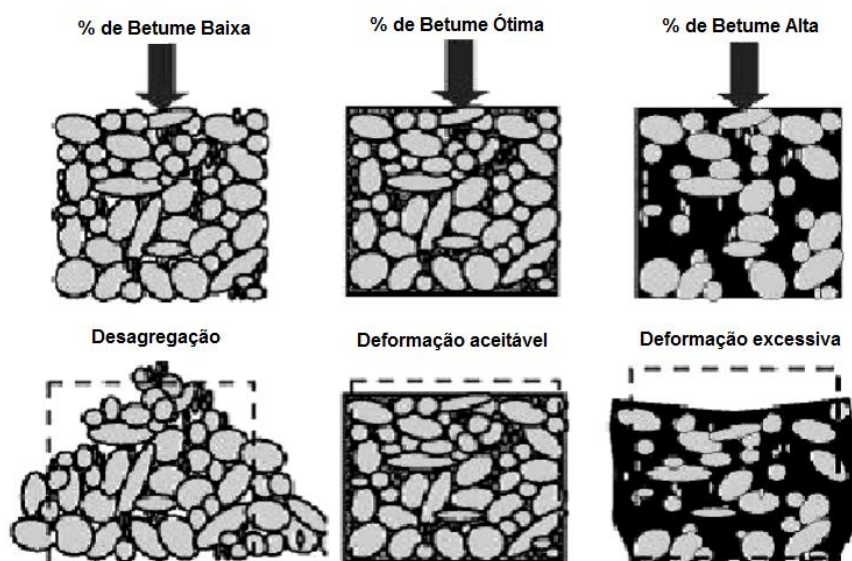


Figura 4.32 – Efeito da quantidade de betume numa mistura betuminosa, Adaptado de Mendes, 2011

No Quadro 4.21 são apresentados os valores de penetração e de temperatura de amolecimento do betume recuperado da amostra da mistura betuminosa recolhida.

Quadro 4.21 – Valores de penetração e de temperatura de amolecimento da amostra de betume recuperada da mistura

Penetração [0,1mm]	22
Temperatura de amolecimento (T_{ab}) [°C]	71,4

De acordo com a norma EN 1426 (2010) a penetração de um betume corresponde ao valor da penetração a 25°C. No betume utilizado no estudo (classe 50/70), no ensaio de penetração a 25°C durante 5 segundos apresenta uma penetração média os 5mm e os 7mm.

No Quadro 4.21 observa-se que o valor obtido foi de 2,2mm, abaixo do espectável.

A temperatura de amolecimento obtida através do ensaio “Anel e Bola” foi de 71,4 °C. De acordo com Branco et al, 2006 as exigências para a temperatura de amolecimento de um betume 50/70 varia entre 46°C e 54°C. Neste caso, o valor obtido foi superior, evidenciando um betume envelhecido. Pode surgir fendilhamento de origem superficial, causado geralmente pelo envelhecimento do ligante e condições climáticas, e por vezes devido às ações do tráfego [Govind, 2010].

O betume sofre alterações de acordo a temperatura a que está sujeito, isto é, para temperaturas mais elevadas o betume torna-se menos rígido e pior será o seu comportamento às deformações permanentes [Freire, A. C. 2002 citado em Mendes, 2011].

Com base na análise dos valores do Quadro 4.21 verifica-se que o betume está mais endurecido do que seria expectável. Com efeito, as operações de fabrico e aplicação da mistura conduzem a reduções da penetração do betume para valores da ordem de 60% da penetração nominal. O valor de penetração da amostra é inferior a 60% da penetração do betume de penetração nominal 50/70 utilizado para a fabricação da mistura.

Com base no anteriormente disposto verificaram-se desvios em relação ao definido laboratorialmente o que pode conduzir a resultados de comportamento diferentes dos sugeridos pela caracterização laboratorial.

No Quadro 4.22 encontram-se apresentados os resultados do ensaio Marshall sobre os provetes executados com a amostra recolhida da obra com 75 pancadas em cada uma das faces.

Quadro 4.22 – Resultados do ensaio Marshall

Provetes	Baridade [Mg/m ³]	Força de rotura [kN]	Deformação [mm]
1	2,391	24,1	3,1
2	2,394	24,1	2,4
3	2,395	23,8	2,2
4	2,401	24,7	1,7
Média	2,395	24,2	2,3

Os provetes apresentaram uma maior força de rotura, no entanto a rotura ocorreu a menores deformações em relação ao mesmo ensaio e para uma percentagem de betume semelhante segundo a formulação laboratorial. Significando assim que os provetes se encontram mais rígidos.

No Quadro 4.23 são apresentados os valores para a sensibilidade à água dos provetes produzidos com a mistura recolhida em obra.

Quadro 4.23 – Determinação de sensibilidade à água

Provetes Secos						Provetes imersos						ITSR
Prov	Ø [mm]	Altura [mm]	Pico carga [kN]	ITS _D [MPa]	ITS _D Média [MPa]	Prov	Ø [mm]	Altura [mm]	Pico carga [kN]	ITS _w [MPa]	ITS _w Média [MPa]	
5	101,7	63,5	24,27	2,393	2,407	6	101,7	63,5	17,96	1,770	1,848	77,78 %
9	101,7	63,4	24,01	2,371		7	101,7	62,9	19,78	1,968		
10	101,6	63,7	24,99	2,458		8	101,7	63,2	18,23	1,806		

ITSR – resistência conservada em tração indireta, %; ITS_w – Média da resistência à tração indireta do grupo “molhado”; ITS_D – Média da resistência à tração indireta do grupo “seco”; Ø -Diâmetro .

A resistência à tração indireta dos provetes fabricados com a mistura recolhida da obra quando comparada com a resistência à tração indireta dos provetes fabricados em laboratório para a formulação da mistura é superior. Isto pode dever-se ao menor teor em betume que esta mistura apresenta e aos valores de penetração e temperatura de amolecimento do mesmo.

4.6.2 – Avaliação de desempenho de camadas

Ensaio com o Defletómetro de Impacto Portátil

O Quadro 4.24 apresenta os valores obtidos com o DIP. No que respeita ao coeficiente de *Poisson* nas misturas betuminosas, este toma o valor entre 0,3 e 0,5. O valor utilizado de coeficiente de *Poisson* nas misturas betuminosas foi de 0,40. [Mendes, 2011]

Quadro 4.24 – Módulo de deformabilidade medido com o DIP na camada de desgaste

Distância [m]	0	1,5 (Z1)	3	4,5 (Z2)	6	7,5 (Z3)	9	10,5 (Z4)	12
Módulo de deformabilidade [MPa]	294,6	219,0	289,8	480,6	366,2	224,1	281,7	317,1	306,9

Tendo a camada de desgaste em mistura betuminosa 6 cm de espessura, os módulos de deformabilidade obtidos não são representativos da camada, ou seja, o bolbo de alcance em profundidade do DIP com uma placa de 300mm é aproximadamente de 300mm, fazendo este uma média ponderada dos valores calculados, uma espessura de 6mm não é representativa na espessura total.

Ensaio com o Defletómetro de Impacto (FWD)

O ensaio realizou-se na camada de misturas betuminosas com a placa de 300 mm de diâmetro, de modo idêntico à placa de carga utilizada com o Defletómetro de Impacto Ligeiro. A temperatura superficial do pavimento aquando da realização dos ensaios foi em média de 30,5° C e a carga aplicada no ensaio foi de 65 kN.

Devido às pequenas variações da força aplicada em cada ponto de ensaio, foi necessário normalizar as deflexões registadas nos geofones para uma força de impacto padrão. A força de impacto para a qual as deflexões foram normalizadas foi de 65 kN, a normalização realizou-se de acordo com a expressão (3.1).

O ensaio foi realizado de 0,5 m em 0,5 m ao longo do trecho.

Os resultados obtidos no ensaio apresentam-se na Figura 4.33 e no Quadro 4.25.

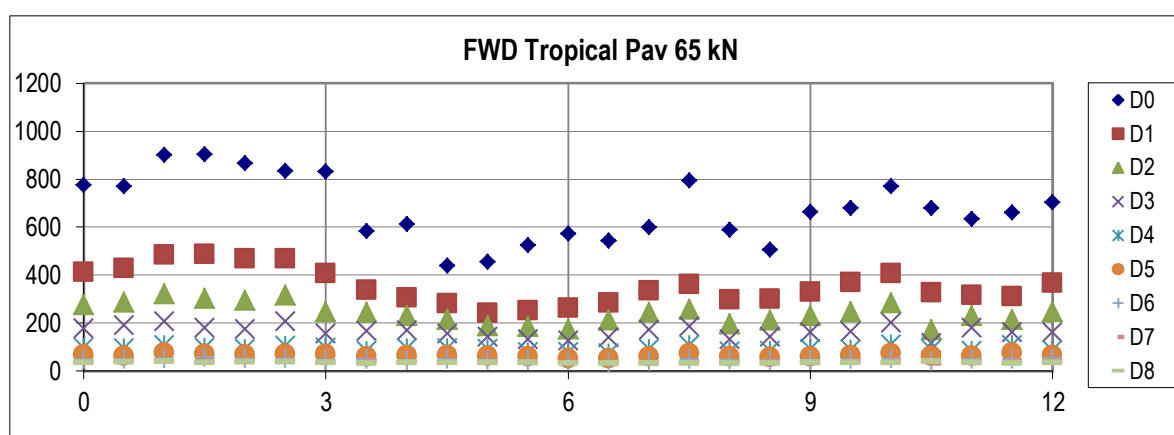


Figura 4.33 – Deflexões obtidas com o Defletómetro de Impacto do LNEC

Através da análise da Figura 4.33 é possível identificar a zona 1 (0-3 m) em que as deflexões têm um valor superior as restantes zonas, evidenciando deficiência na compactação na zona 1 em comparação com as restantes zonas.

Quadro 4.25 – Deflexões (μm) obtidas com o Defletómetro de Impacto do LNEC

Distância [m]	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	Força [kN]
0	775	411	275	176	97	66	47	38	35	65
0,5	770	428	287	189	95	62	48	40	37	
1	900	483	320	206	108	76	51	41	39	
1,5	903	486	301	179	97	70	55	41	36	
2	865	467	294	174	90	66	50	42	38	
2,5	833	468	315	207	104	69	50	40	38	
3	830	405	246	155	96	70	46	37	35	
3,5	583	337	244	165	84	59	48	40	33	
4	613	305	230	169	94	63	43	37	36	
4,5	437	281	213	154	94	64	48	37	34	
5	454	241	188	142	90	62	46	38	35	
5,5	524	250	184	132	79	59	44	36	34	
6	571	261	173	125	78	52	41	35	32	
6,5	542	284	210	140	73	50	36	31	32	
7	598	333	243	172	92	58	39	33	31	
7,5	793	362	256	185	108	72	49	36	33	
8	587	298	194	131	80	59	46	36	33	
8,5	504	299	210	141	84	57	44	37	32	
9	663	330	229	161	91	59	46	36	34	
9,5	680	369	245	163	88	64	48	39	34	
10	769	407	283	201	109	72	52	44	36	
10,5	678	327	171	115	88	62	41	33	39	
11	633	315	231	180	84	61	48	35	34	
11,5	661	310	215	160	106	76	47	40	33	
12	704	365	247	160	85	64	54	40	34	

Ensaio com o Radar de Prospeção

Os ensaios com o radar de prospeção no trecho experimental foram realizados utilizando as duas antenas disponíveis no equipamento do LNEC (Figura 4.25 a). Foram realizados ensaios com antena de 1,0 GHz e de 1,8 GHz. Em todas as camadas, na base dessas, foram colocados painéis de alumínio (Figura 4.25 b) de modo a facilitar a reflexão das ondas eletromagnéticas. Na Figura 4.35 é possível verificar a posição dos painéis de alumínio da base da camada de misturas betuminosas e da camada de solo-cimento. O ensaio com o GPR foi realizado no eixo central do pavimento, tendo início do ensaio a zona 1 e fim na zona 4.

A Figura 4.34 mostra duas imagens, a primeira realizada com a antena de 1,8 GHz e a segunda com antena de 1,0 GHz. Existem diferenças nos resultados obtidos mediante a antena utilizada, ou seja,

no ensaio com a antena de 1,8 GHz é possível verificar com maior nitidez e clareza as diferentes camadas, a de desgaste e a de solo-cimento, no entanto a profundidade a que as ondas chegam é pequena. Ao invés, as ondas eletromagnéticas emitidas pela antena de 1,0 GHz tem um maior alcance em profundidade, no entanto têm menor resolução, maior dificuldade na interpretação das imagens obtidas.

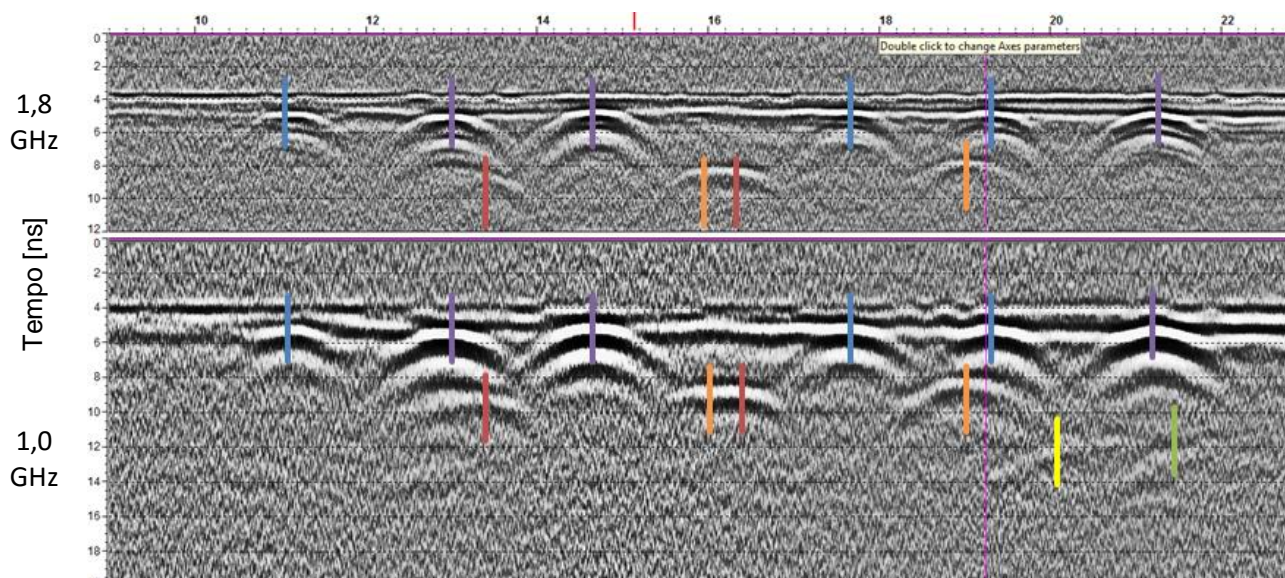


Figura 4.34 – Medições realizadas com o Radar de Prospecção na camada de mistura betuminosa com as antenas de 1,8 GHz e 1,0 GHz

Na Figura 4.34 com a antena de 1,8 GHz é possível identificar a camada de 6 cm de revestimento, contudo não são identificáveis as duas tipologias da camada, denotando-se apenas uma maior definição nas zonas 1 e 2 quando a camada de 6 é composta unicamente pela mistura betuminosa. É ainda possível visualizar o topo da camada de 15 + 15 cm nas zonas 2 e 3.

Na Figura 4.34 com a antena de 1,0 GHz a notoriedade da camada de 6 cm não é tão explícita, contudo com esta antena é possível identificar as camadas em profundidade, é possível visualizar a base da primeira camada de solo-cimento de 15 cm onde essas foram compactadas em duas camadas na zona 2 e 3 e é possível visualizar a base da camada de 30 cm na zona 4 que não era identificável no registo da outra antena.

O ensaio com o Radar de Prospecção é muito útil na determinação das espessuras das camadas e na deteção de alguma anomalia existente na estrutura.

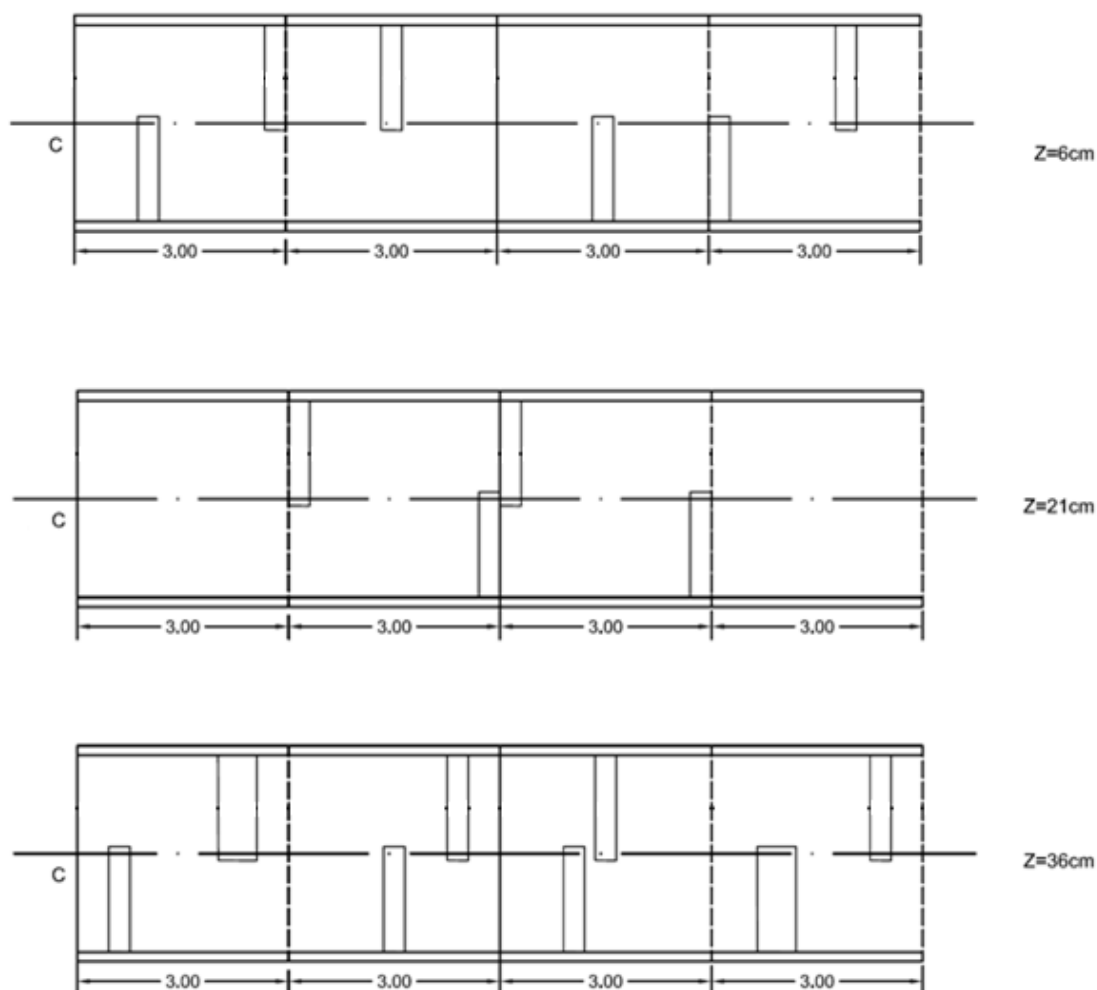


Figura 4.35 – Localização dos painéis de alumínio nas camadas de mistura betuminosa e solo-cimento

4.7 Considerações finais

Para o controlo de qualidade da Estrada de Baixo Volume Tráfego, o caderno de encargos apenas exigia limitações referentes ao grau de compactação das várias camadas. As camadas de fundação impunham um grau de compactação de 93%, a camada de leito do pavimento de 95% e de 97% para a camada de solo-cimento.

Dos resultados obtidos é possível salientar algumas considerações. Observa-se que para as camadas de fundação, o grau de compactação obtido foi superior ao valor estipulado no caderno de encargos, no entanto a primeira camada de fundação (Solo Fundação 1) apresenta um grau de compactação um pouco inferior ao estabelecido, sendo que o principal motivo é a espessura a que a camada foi compactada, com 30 cm de espessura e as restantes com 15 cm.

Na camada de leito do pavimento não se obteve o grau de compactação definido no caderno de encargos, tal facto deveu-se ao tipo de equipamento utilizado para a compactação não ter sido o mais indicado para este tipo de solo. O cilindro de rolo liso tandem não é o mais adequado para o tipo de

solo utilizado, sendo o solo do tipo argiloso deveria ter sido utilizado um cilindro pés de carneiro indicado para este.

Em relação ao módulo de deformabilidade obtido no ensaio com o DIP é possível verificar coerência nos valores obtidos para as camadas de fundação e leito de leito de pavimento, na ordem dos 80 MPa. Apenas é possível identificar para a camada de fundação com 30 cm de espessura (SF1) a existência de um módulo mais baixo, denotando-se assim maiores deflexões no pavimento.

Das quatro zonas avaliadas foi possível concluir que a zona três (Z3) do modelo físico é a que apresenta maior homogeneidade do módulo de deformabilidade para as camadas de fundação. Contudo não é possível validar um valor do módulo de deformabilidade de modo a garantir os graus de compactação exigidos.

Em relação aos ensaios realizados pelo Geogauge, foram obtidos valores muito semelhantes nas quatro zonas para as camadas de fundação. O valor médio obtido pelo Geogauge para as camadas de fundação foi de 100 MPa, valor este ligeiramente acima do obtido pelo DIP.

No que diz respeito à camada de solo-cimento o valor do grau de compactação obtido não atingido o valor definido no caderno de encargos, tendo como principal causa a dificuldade em garantir a homogeneização da mistura de solo-cimento. A mistura foi realizada em obra, com recurso a uma autobetoneira, não garantindo assim a uniformização das misturas.

No que respeita aos resultados obtidos com o Defletómetro de impacto (FWD) realizados sobre a camada de mistura betuminosa, e após a interpretação no programa Bisar, obtiveram-se módulos de deformabilidade na mesma ordem de grandeza e esperados para as quatro zonas analisadas. Através da análise realizada foi possível verificar que as camadas de solo-cimento com espessuras de 15 cm obtêm melhores resultados que as camadas de 30 cm, obtendo estas maiores módulos de deformabilidade, validando assim que a compactação nestas zonas (Z2 e Z3) obteve melhores resultados.

Para o controlo da mistura betuminosa a aplicar, foram realizados ensaios a uma amostra da mistura, recolhida à saída da pavimentadora. Foi determinada a percentagem de betume que a mistura continha, obtendo-se um valor inferior em 0,6% ao estipulado em laboratório. Um dos problemas quando a quantidade de betume é insuficiente pode ocorrer a desagregação da mistura quando sujeita às ações do tráfego.

A temperatura de amolecimento obtida através do ensaio “Anel e Bola” foi de 71,4 °C, sendo que a temperatura de amolecimento de um betume 50/70 varia entre 46°C e 54°C. Neste caso, o valor obtido foi superior, evidenciando um betume envelhecido.

5 - Retro análise estrutural de EBVT

O processo de retro análise consiste na determinação de módulos de deformabilidade correspondentes as várias camadas de uma estrutura predefinida.

A utilização de um programa computacional tem como objetivo a determinação dos módulos de deformabilidade das camadas do trecho experimental em estudo. Para isso, vão-se atribuindo valores ao módulo de deformabilidade com o intuito de obter uma convergência, o melhor possível, entre as deflexões medidas, *in situ* através dos equipamentos DIP e FWD, e as deflexões calculadas [Govind, 2010].

O programa de cálculo automático utilizado para o estudo foi o Bisar 3.0, baseado em modelação linear elástica. Para iniciar o estudo no programa é necessário conhecer três condições de ensaio, nomeadamente: carga aplicada na superfície do pavimento, a estrutura desse e as coordenadas onde se pretende determinar a deflexão devida à carga. Após a introdução destas condições no programa, é necessário indicar as propriedades das camadas dos materiais que se encontram a ser ensaiados, como as espessuras das camadas, o coeficiente de Poisson e o módulo de deformabilidade.

Com o objetivo de avaliar o grau de aproximação da deformada calculada à deformada medida, ou seja, validar os módulos de deformabilidade considerados, adotou-se como critério a minimização da raiz quadrada dos valores médios dos quadrados das diferenças entre as deflexões medidas e calculadas (RMS – Root Mean Square de acordo com a literatura em inglês), divididas pelos valores medidos. Consideram-se aceitáveis os módulos de deformabilidade quando a diferença entre a deformada calculada e a medida permitia obter valores para o RMS inferiores a 10%. O RMS é obtido através da seguinte expressão [Domingos, 2007]:

$$RMS (\%) = \left(\sqrt{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_{ci} - d_{mi}}{d_{mi}} \right)^2} \right) \times 100 \quad (5.1)$$

Onde,

- n : numero total de sismómetros utilizados;

- d_{ci} : Deflexão calculada no sismómetro i ;

- d_{mi} : Deflexão medida no sismómetro i .

5.1 – Avaliação da fundação

Nessa avaliação foram interpretados os resultados dos ensaios de carga realizados no topo da camada do leito de pavimento com o defletômetro de impacto. Com base no anteriormente exposto foram, assim, avaliadas as quatro estruturas definidas no trecho experimental, sendo a avaliação efetuada usando as deflexões medidas quando aplicada uma carga de 30 kN, numa placa com raio de 15 cm.

No Quadro 5.1 mostram-se os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade das várias camadas da estrutura de fundação da zona 1.

Quadro 5.1 – Modelo estrutural do pavimento para a zona de ensaio 1 (Z1) – Leito pavimento

Cam.	Esp.	Módulo	Coef Poisson	Deflexões, μm				Erro	RMS
Nº	(m)	(MPa)		Nome	Medidas	Calculadas	Diferença	%	%
1	0,75	290	0,35	D0	864,75	865,50	-0,75	-0,09	0,09
2	0,78	130	0,35						
3		500	0,3						

Cam. – Camada; Esp. – Espessura da camada

No Quadro 5.2 mostra-se os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade das várias camadas da estrutura de fundação da zona 2.

Quadro 5.2 – Modelo estrutural do pavimento para a zona de ensaio 2 (Z2) – Leito de pavimento

Cam.	Esp.	Módulo	Coef Poisson	Deflexões, μm				Erro	RMS
Nº	(m)	(MPa)		Nome	Medidas	Calculadas	Diferença	%	%
1	0,75	470	0,35	D0	524,12	524,00	0,12	0,02	0,02
2	0,78	345	0,35						
3		500	0,3						

Cam. – Camada; Esp. – Espessura da camada

No Quadro 5.3 mostra-se os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade das várias camadas da estrutura de fundação da zona 3.

Quadro 5.3 – Modelo estrutural do pavimento para a zona de ensaio 3 (Z3) – Leito de pavimento

Cam.	Esp.	Módulo	Coef Poisson	Deflexões, μm				Erro	RMS
Nº	(m)	(MPa)		Nome	Medidas	Calculadas	Diferença	%	%
1	0,75	410	0,35	D0	597,55	597,00	0,55	0,09	0,09
2	0,78	295	0,35						
3		500	0,3						

Cam. – Camada; Esp. – Espessura da camada

No Quadro 5.4 mostra-se os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade das várias camadas da estrutura de fundação da zona 4.

Quadro 5.4 – Modelo estrutural do pavimento para a zona de ensaio 4 (Z4) – Leito de pavimento

Cam.	Esp.	Módulo	Coef Poisson	Deflexões, μm				Erro	RMS
Nº	(m)	(MPa)		Nome	Medidas	Calculadas	Diferença	%	%
1	0,75	385	0,35	D0	633,17	633,20	-0,03	0,00	0,00
2	0,78	280	0,35						
3		500	0,3						

Cam. – Camada; Esp. – Espessura da camada

Para análise no programa Bisar foram definidas duas camadas, 1,80 m em material de fundação, sendo este dividido numa camada de 0,75 cm (camadas compactadas com 15 cm) e outra com 0,78 cm (camadas compactadas com 30 cm).

De modo a facilitar a retro análise das camadas de fundação, apenas foi considerado um geofone (D0) do equipamento FWD.

Através da análise dos quadros anteriores e da Figura 5.1 é possível verificar coerência nos valores obtidos, verificando que as camadas compactadas com quinze centímetros de espessura (camadas nº 1) têm um módulo de deformabilidade superior as camadas compactadas com espessuras mais elevadas (camadas nº 2).

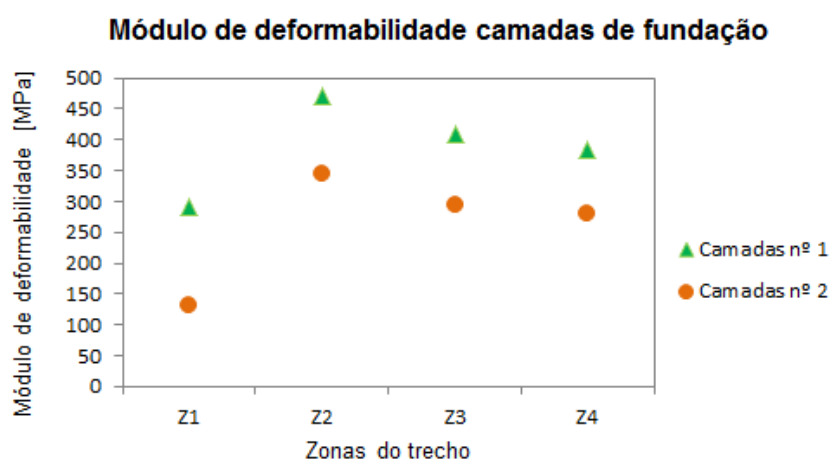


Figura 5.1 – Módulo de deformabilidade das camadas de fundação

Na Figura 5.2 é possível visualizar as deflexões medidas no topo do leito de pavimento pelo equipamento DIP e as deflexões obtidas através no modelo estrutural estabelecido com o programa Bisar.

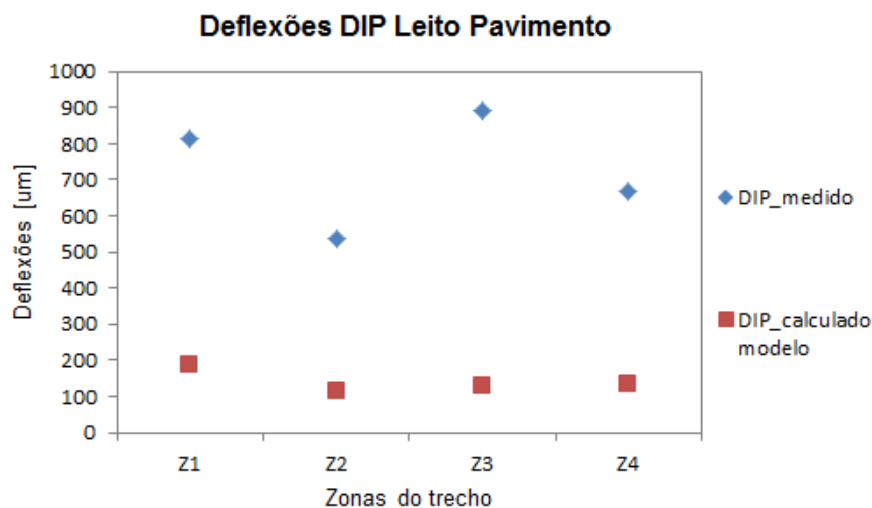


Figura 5.2 – Deflexões medidas pelo DIP no leito de pavimento e calculadas no modelo estrutural obtido pelo programa Bisar

Utilizando as estruturas obtidas da retro análise realizada com o FWD, fez-se a análise das deflexões medidas *in situ* do DIP e as deflexões obtidas no programa Bisar. Foi alterada a força aplicada no programa de 30 kN (FWD) para 14 kN (DIP).

Pode-se observar na Figura 5.2 que o valor medido *in situ* das deflexões do DIP é sempre superior ao valor calculado pelo programa computacional.

5.2 – Avaliação do pavimento

Em seguida é apresentado o modelo estrutural do pavimento na sua totalidade, sendo analisados os ensaios realizados com o Defletómetro de Impacto no topo da camada de mistura betuminosa. Foi nesse caso aplicada uma carga de 65 kN, numa placa com raio de 15 cm.

Para estabelecimento do modelo estrutural no programa Bisar foram definidas quatro camadas, 6 cm de misturas betuminosas, 30 cm de solo-cimento e 1,80 m de solo (leito do pavimento e fundação), sendo este dividido numa camada de 0,75 m (camadas compactadas com 15 cm) e outra com 0,78 m (camadas compactadas com 30 cm).

No Quadro 5.5 mostra-se os resultados obtidos para o módulo de deformabilidade das várias camadas da estrutura de pavimento da zona 1.

Quadro 5.5 – Modelo estrutural do pavimento da zona de ensaio 1 (Z1)

Cam.	Esp.	Módulo	Coef Poisson	Deflexões, μm				Erro	RMS sem D8 e D7
Nº	(m)	(MPa)		Nome	Medidas	Calculadas	Diferença	%	%
1	0,06	4800	0,4	D0	864,75	877,40	-12,65	-1,46	12,37
2	0,3	210	0,25	D1	467,03	404,00	63,03	13,50	
3	0,75	120	0,35	D2	294,29	265,70	28,59	9,72	
4	0,78	90	0,35	D3	173,80	191,10	-17,30	-9,95	
5		500	0,3	D4	89,57	111,20	-21,63	-24,15	
				D5	66,11	69,55	-3,44	-5,21	
				D6	50,11	45,55	4,56	9,11	
				D7	41,58	31,04	10,54	25,36	
				D8	38,39	22,07	16,32	42,50	

Cam. – Camada; Esp. – Espessura da camada

Na Figura 5.3 pode observar-se a evolução da deformação com o afastamento da aplicação da carga, para a estrutura de pavimento da zona 1, fazendo a comparação com os valores medidos pelo ensaio de FWD e pelos calculados pelo BISAR.

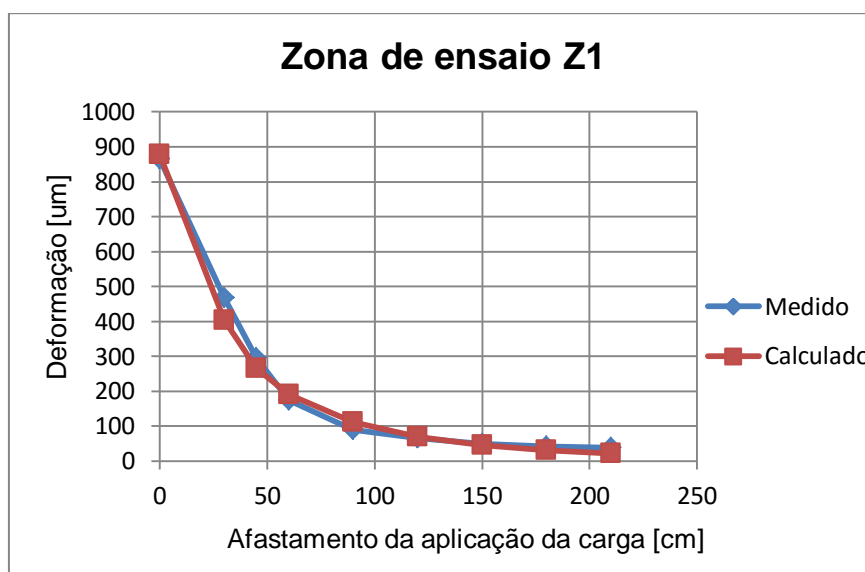


Figura 5.3 – Evolução da deformação com o afastamento da aplicação da carga para a estrutura de pavimento da zona de ensaio 1(Z1)

No Quadro 5.6 apresenta-se os resultados obtidos pelo programa de cálculo BISAR para a estrutura de pavimento da zona 2.

Quadro 5.6 – Modelo estrutural do pavimento da zona de ensaio 2 (Z2)

Cam.	Esp.	Módulo	Coef Poisson	Deflexões, μm				Erro	RMS sem D8 e D7
Nº	(m)	(MPa)		Nome	Medidas	Calculadas	Diferença	%	%
1	0,06	3800	0,4	D0	524,12	527,30	-3,18	-0,61	6,10
2	0,3	430	0,25	D1	250,04	243,70	6,34	2,53	
3	0,75	230	0,35	D2	183,68	174,40	9,28	5,05	
4	0,78	90	0,35	D3	131,75	135,50	-3,75	-2,85	
5		500	0,3	D4	78,86	89,35	-10,49	-13,31	
				D5	58,66	62,39	-3,73	-6,35	
				D6	44,24	44,95	-0,71	-1,61	
				D7	35,58	33,11	2,47	6,95	
				D8	33,66	24,93	8,73	25,93	

Cam. – Camada; Esp. – Espessura da camada

A Figura 5.4 mostra a evolução da deformação com o afastamento da aplicação da carga para a estrutura de pavimento da zona 2, fazendo-se a comparação com os valores medidos pelo ensaio de FWD e os valores calculados pelo BISAR.

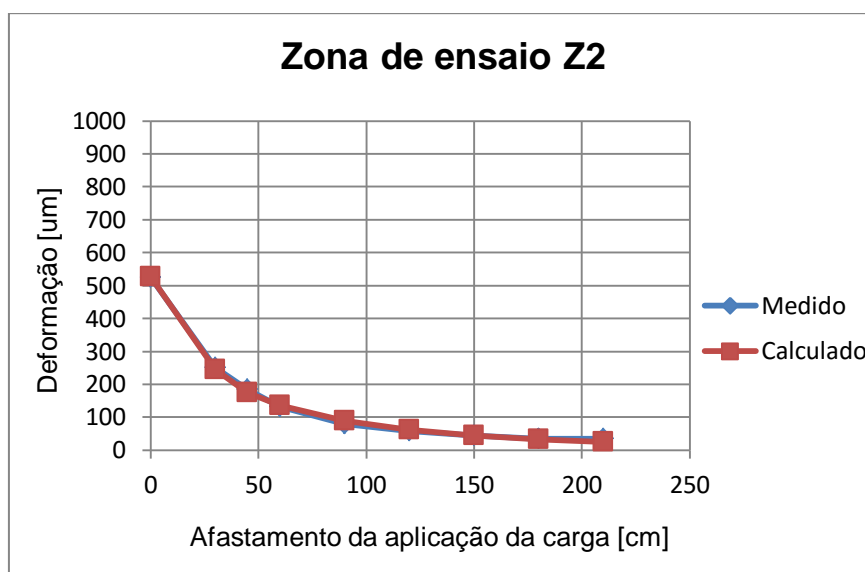


Figura 5.4 – Evolução da deformação com o afastamento da aplicação da carga para a estrutura de pavimento da zona de ensaio 2 (Z2)

No Quadro 5.7 observa-se os valores obtidos para os módulos de deformabilidade das camadas da estrutura de pavimento da zona de ensaio 3.

Quadro 5.7 – Modelo estrutural do pavimento da zona de ensaio 3 (Z3)

Cam.	Esp.	Módulo	Coef Poisson	Deflexões, μm				Erro	RMS
Nº	(m)	(MPa)		Nome	Medidas	Calculadas	Diferença	%	%
1	0,06	3800	0,4	D0	597,55	612,60	-15,05	-2,52	10,56
2	0,3	400	0,25	D1	333,31	301,50	31,81	9,54	
3	0,75	140	0,35	D2	243,22	217,00	26,22	10,78	
4	0,078	100	0,35	D3	172,16	165,80	6,36	3,69	
		500	0,3	D4	92,09	102,70	-10,61	-11,53	
				D5	58,05	66,54	-8,49	-14,62	
				D6	39,04	44,64	-5,60	-14,36	
				D7	33,03	30,99	2,04	6,18	
				D8	33,03	22,36	10,67	32,30	

Cam. – Camada; Esp. – Espessura da camada

Na Figura 5.5 pode ver-se a evolução das deformações com o afastamento da aplicação da carga, estabelecendo-se a comparação entre os valores obtidos pelo FWD e os medidos pelo BISAR, para a estrutura de pavimento da zona de ensaio 3.

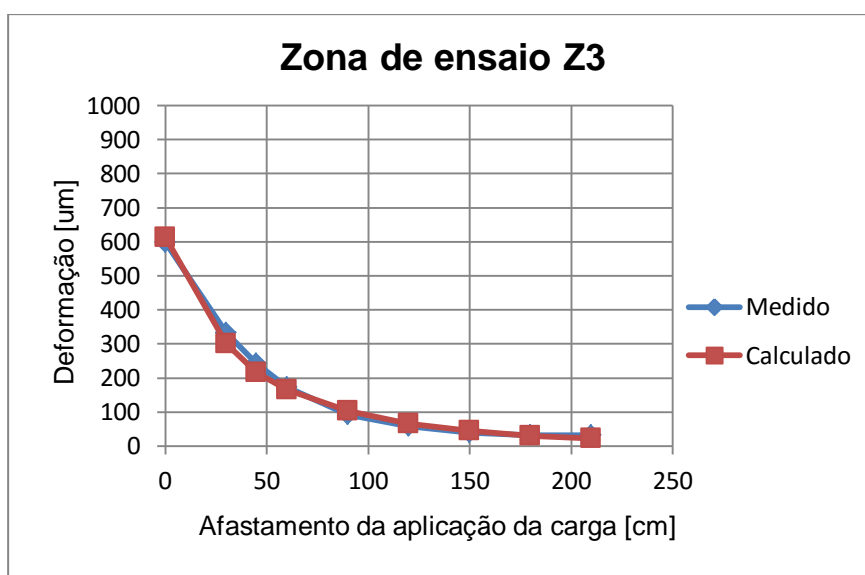


Figura 5.5 – Evolução da deformação com o afastamento da aplicação da carga para a estrutura de pavimento da zona de ensaio 3 (Z3)

Por último, apresenta-se, no Quadro 5.8 os valores obtidos para os módulos de deformabilidade das camadas da estrutura de pavimento da zona de ensaio 4.

Quadro 5.8 – Modelo estrutural do pavimento da zona de ensaio 4 (Z4)

Cam.	Esp.	Módulo	Coef Poisson	Deflexões, μm				Erro	RMS
Nº	(m)	(MPa)		Nome	Medidas	Calculadas	Diferença	%	%
1	0,06	3800	0,4	D0	633,17	639,80	-6,63	-1,05	10,68
2	0,3	360	0,25	D1	315,12	307,30	7,82	2,48	
3	0,75	150	0,35	D2	230,95	218,20	12,75	5,52	
4	0,78	90	0,35	D3	180,07	166,10	13,97	7,76	
5	i	500	0,3	D4	84,16	103,70	-19,54	-23,22	
				D5	60,67	68,12	-7,45	-12,28	
				D6	47,95	46,33	1,62	3,38	
				D7	35,23	32,48	2,75	7,81	
				D8	33,27	23,52	9,75	29,31	

Cam. – Camada; Esp. – Espessura da camada

Na Figura 5.6 pode ver-se a evolução das deformações com o afastamento da aplicação da carga, estabelecendo-se a comparação entre os valores obtidos pelo FWD e os medidos pelo BISAR, para a estrutura de pavimento da zona de ensaio 4.

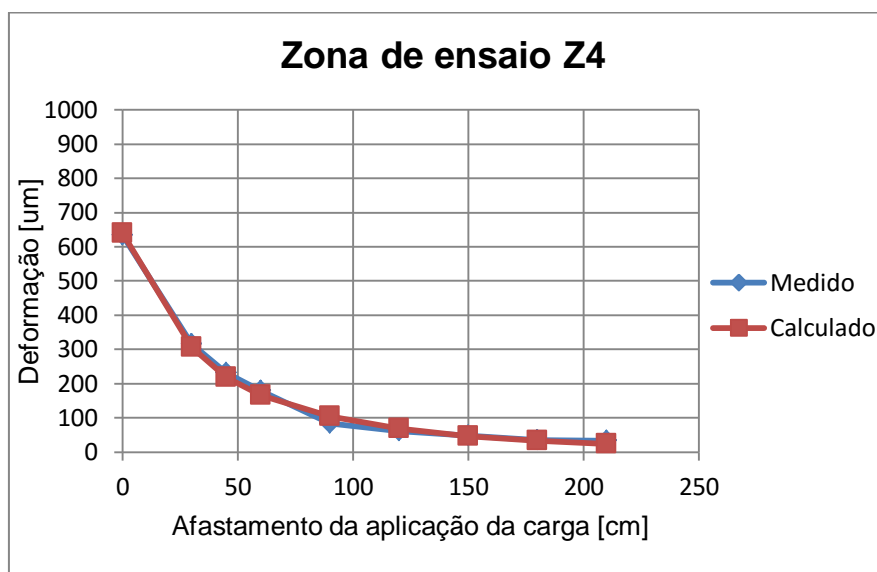


Figura 5.6 – Evolução da deformação com o afastamento da aplicação da carga para a estrutura de pavimento da zona de ensaio 4 (Z4)

De acordo com a análise dos modelos estruturais apresentados, verifica-se que apesar das camadas de fundação serem construídas pelo mesmo material e terem sido compactadas sob as mesmas condições para as diferentes estruturas, estas apresentam módulos de deformabilidade diferentes, embora todos na mesma ordem de grandeza. Esta variação dos módulos de deformabilidade pode ser justificada devido aos diferentes estados de tensão a que as camadas estão sujeitas, quer pela heterogeneidade quer pelas condições de aplicação do material em obra.

Tratando-se este material de um solo argiloso, existiu maior dificuldade em garantir as mesmas condições de teor em água ao longo de todas as camadas, o que levou a que algumas das zonas ficassem mais bem compactadas do que outras.

Numa análise realizada as camadas de solo-cimento, verifica-se que as zonas compactadas com duas camadas separadas de 15 cm cada (zona 2 e 3) apresentam maiores módulos de deformabilidade, o que seria espectável de ocorrer, pois a compactação de camadas com 15 cm é mais eficiente que em camadas de 30 cm.

Na Figura 5.7 é possível visualizar as deflexões medidas no pavimento pelo equipamento DIP e as deflexões obtidas através do programa Bisar.

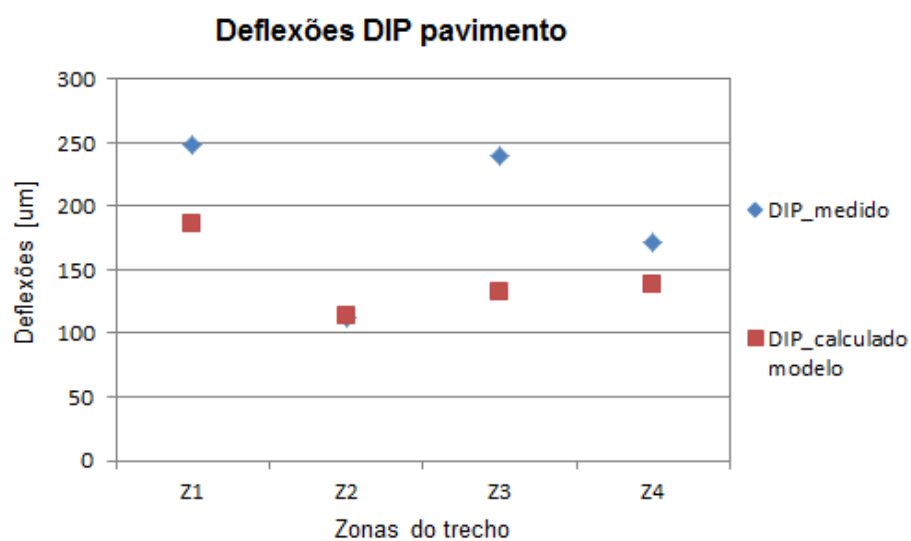


Figura 5.7 – Deflexões medidas pelo DIP no pavimento e calculadas com base no modelo estrutural obtido com o programa Bisar

Utilizando as estruturas obtidas da retro análise realizada com o FWD, fez-se a análise das deflexões medidas *in situ* do DIP e as deflexões obtidas no programa Bisar. Foi alterada a força aplicada no programa de 65 kN para 14kN.

Pode-se observar na Figura 5.7 que o valor medido *in situ* das deflexões do DIP é superior ao valor calculado pelo programa computacional.

6 - Conclusões gerais e trabalhos futuros

O presente estudo teve como objetivo o controlo de qualidade de uma Estrada de Baixo Volume Tráfego (EBVT). Foram analisadas todas as camadas do pavimento rodoviário com o auxílio a equipamentos de controlo de qualidade, de modo a garantir o cumprimento dos requisitos estipulados no caderno de encargos.

A avaliação do desempenho das camadas é realizada com recurso a vários equipamentos, salientando os ensaios de carga não destrutivos realizados *in situ*. Estes ensaios caracterizam-se pela aplicação de uma carga sobre a superfície do pavimento a ensaiar e a medição das respetivas deflexões.

Dos equipamentos mais utilizados *in situ*, de modo a avaliar o desempenho das camadas dos pavimentos distingue-se o Defletómetro de Impacto Ligeiro (DIP) e o Defletómetro de Impacto (FWD). O DIP é um excelente equipamento para avaliação dos módulos de deformabilidade *in situ*. Tendo este um modo de funcionamento idêntico ao do FWD mas sendo menos dispendioso e mais fácil de transportar para locais com pouca acessibilidade.

Construiu-se um pavimento rodoviário no LNEC de modo a simular uma estrutura de uma EBVT. De modo a avaliar o desempenho das camadas do pavimento realizaram-se ensaios não destrutivos, com o Defletómetro de Impacto Ligeiro (DIP), com o Defletómetro de Impacto do LNEC (FWD), com o Soil Stiffness Gauge (Geogauge) e com o Radar de Prospeção (GPR). Estes equipamentos sendo corretamente utilizados podem ser uma grande vantagem para o controlo das EBVT.

De modo a avaliar o grau de compactação das camadas executadas foram realizados ensaios com o Gama densímetro e foi realizado o ensaio Garrafa de Areia.

O estudo desenvolvido permitiu concluir que para o controlo do grau de compactação o gama densímetro é um equipamento de grande utilidade e muito prático, não devendo no entanto ser o único equipamento utilizado, devendo ser calibrado com valores obtidos do ensaio Garrafa de Areia.

Para a determinação do módulo de deformabilidade utilizaram-se equipamentos bastante expeditos, o GeoGauge, o DIP, que são equipamentos portáteis e de fácil transporte, não destrutivos, são posicionados facilmente no ponto de ensaio, possibilitam a realização de vários ensaios diários, permitindo tomar decisões de acordo com os resultados obtidos. Utilizou-se também o Defletómetro de Impacto (FWD) para determinação dos módulos de deformabilidade após interpretação dos resultados no programa de cálculo Bisar.

O radar de prospeção é um equipamento de verificação da espessura das camadas. Este pressupõe a existência de camadas com diferentes materiais, de modo a ser possível determinar as suas

espessuras através da mudança de características dielétricas. A existência de materiais com fraca condutividade de ondas eletromagnéticas dificulta o desempenho do equipamento, contudo é uma ferramenta muito útil no caso de não haver informação sobre o pavimento a avaliar.

Nos ensaios realizados com o radar de prospeção no trecho experimental foi possível identificar as diferentes camadas constituintes do pavimento, havendo apenas maior dificuldade quando as camadas avaliadas continham o mesmo tipo de material.

Enumeram-se de seguida algumas recomendações resultantes das dificuldades encontradas durante a execução de ensaios não destrutivos:

- Na realização do ensaio com o equipamento Gama densímetro, garantir que o valor da baridade seca obtida em laboratório e introduzido no equipamento, corresponde ao solo a ensaiar.
- Quando a utilização do Geogauge, garantir que não existem vibrações no terreno proveniente dos trabalhos em curso. Qualquer vibração no solo condiciona a utilização do equipamento.
- Na realização de ensaios com o Defletómetro de Impacto Ligeiro (DIP), ter em atenção ao valor do coeficiente do *Poisson* introduzido no PDA do equipamento, mudar o valor do coeficiente sempre que o material a ensaiar variar.
- Na realização de ensaios com o DIP, num ensaio de um pavimento contínuo, ter em atenção à variação do módulo de deformabilidade obtido em cada ensaio. Repetir ensaio sempre que surjam dúvidas nos resultados.
- Na utilização do DIP, controlar sempre o contacto entre a placa de carga e o solo a ensaiar. Quando existe deficiente contacto da placa com o solo os resultados obtidos podem conter erros.
- Na realização de ensaios da garrafa de areia, realizar sempre novos ensaios quando o tipo ou espessura do material a ensaiar sofre alterações.

Considera-se que o presente trabalho contribuiu para uma boa compreensão das EBVT, melhorando o conhecimento do controlo de qualidade de pavimentos realizado com recurso a ensaios não destrutivos.

No que consiste a trabalhos a desenvolver, é importante acompanhar a evolução dos módulos de deformabilidade e as deflexões do pavimento quando sujeito a cargas transmitidas pelo tráfego. O simulador instalado no trecho permite simular as cargas, sendo possível de futuro obter resultados destas características.

Seria também importante futuramente existir uma regulamentação/normalização referente aos valores mínimos dos módulos de deformabilidade exigidos para as diferentes camadas da estrutura de uma Estrada de Baixo Volume Tráfego.

Referências bibliográficas

Alves, J. 2010. *Avaliação de Dimensionamento da Subestrutura Ferroviária de Linhas de Alta Velocidade*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Alves, T. 2007. *Metodologias de Auscultação de Pavimentos Rodoviários – Aplicação Prática do Radar de Prospeção e do Defletómetro de Impacto*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Antunes, M. 1993. *Avaliação da Capacidade de Carga de Pavimentos Utilizando Ensaio Dinâmico*, Dissertação para Obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

Antunes, M. L., Fortunato, E., Alves, E., Freire, A. C. 2013. *Curso de Estradas de Baixo Volume de Tráfego*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Batista, F. 2009. *Reabilitação de Pavimentos Flexíveis Através de Reciclagem com Cimento*, Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Branco, F., Pereira, P., Santos, L.P. 2006. *Pavimento Rodoviários*. Almedina, Coimbra.

Cunha, R. 2014. *Contribuição para a Metodologia de Estudo de Melhoria de um Solo com Cimento no Âmbito de uma Obra Rodoviária*. Universidade Fernando Pessoa. Porto.

Dias, J. 2012. *Tratamento de Solos com Cimento para Obtenção de Melhores Características Mecânicas*. Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade Ciências e Tecnologias. Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.

Domingos, P. 2007. *Reforço de Pavimentos Rígidos: Modelação do Comportamento Estrutural*, Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Transportes. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Done, S., Ford, W. G., Edwards, A. C. 2001. *Appropriate Surfacing For Low Volume Roads: Interim Report*. Department for International Development.

Fontul, S. 2004. *Structural Evaluation of Flexible Pavements Using Non-Destructive Tests*, Dissertação para Obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologias. Universidade de Coimbra. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Coimbra.

Fortunato, E. 2005. *Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga.* Dissertação para Obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Porto.

Francisco, A. 2012. *Comportamento Estrutural de Pavimentos Rodoviários Flexíveis,* Relatório Final de Projeto para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia da Construção. Escola Superior de Tecnologia e de Gestão. Instituto Politécnico de Bragança.

Lopes, A. 2013. *Avaliação da Degradação de Vias Férreas – Caracterização do Balastro com Recurso ao Radar de Prospeção,* Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade Ciências e Tecnologias. Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.

Lopes, J. 2010. *Contributo para o Estudo da Utilização do Defletómetro de Impacto Ligeiro,* Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Govind, K. 2010. *Caracterização Estrutural de Infraestruturas de Transportes Através de Auscultação Não Destrutiva,* Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.

Jorge, L. 2014. *Constituição, Dimensionamento e Conservação de Pavimentos para Baixos Volumes de Tráfego,* Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra.

Machado, A. 2012. *Contribuição para a Avaliação Estrutural de Infraestruturas Rodoviárias por Métodos Não Destrutivos,* Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade Ciências e Tecnologias. Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.

Martins, J., Gomes Correia, A., Caldeira, L., Maranha das Neves, E., Delgado, J. 2004. *Comparação de Resultados de Ensaios para Avaliação da Qualidade de Construção de Camadas de Aterros para Linhas Férreas de Alta Velocidade.* Projeto POCI/ECM/6114/2004 – Interação Solo-Via Férrea para Comboios de Alta Velocidade.

Mendes, J. 2013. *Utilização do Defletómetro de Impacto Ligeiro, do Geogauge e do Densímetro Elétrico para o Controlo In Situ da Qualidade de Materiais em Obras de Pavimentação Rodoviária,* Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra. Coimbra.

Mendes, S. 2011. *Caracterização Mecânica de Misturas Betuminosas a Aplicar em Infraestruturas de Transportes*. Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.

Motta, L., Bernucci, L.B., Ceratti, J. A., Soares, J. B. 2008. *Pavimentação Asfáltica*. Formação Básica Para Engenheiros. Rio de Janeiro. Brasil.

Pestana, R. 2008. *Contribuição para o Estudo do Comportamento Mecânico de Resíduos de Construção e Demolição Aplicados em Estradas de Baixo Tráfego*, Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico. Lisboa.

Quaresma, L. 1985. *Características Mecânicas de Camadas de Pavimentos Rodoviários e Aeroportuários Constituídos por Materiais Granulares*. Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

Paige-Green, P. 2011. *Applying The Dynamic Cone Penetrometer (DCP) Design Method of Low Volume Roads*. CSIR Built Environment Pretoria, South Africa.

Paige-Green, P., Plessis, L. 2009. *The Use and Interpretation of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) Test*. CSIR Built Environment Pretoria, Version 2. South Africa.

Rasmussen, S., Simonin, J. M., Hildebrand, G. 2005. *Assessment of the Danish High Speed Deflectograph in France*. BCRA Conference. Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées.

Ribeiro, S. 2008. *Terraplenagem. Metodologia e Técnicas de Compactação*, Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

SADC, 2003. *Southern African Development Community, Guideline on Low-Volume Sealed Roads*. Southern Africa Transport and Communications Commission.

Sant’Ana, W. 2009. *Contribuição ao Estudo de Solo-Emulsão em Pavimentos de Rodovias de Baixo Volume Tráfego para o Estado do Maranhão*, Dissertação para Obtenção do Grau de Doutor. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo – Brasil.

Santos, I. 2013. *Estabilidade de Geomateriais em Estradas Não Pavimentadas. Propriedades Relevantes e Métodos de Dimensionamento*, Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Santos, J. 2008. *Compactação, Elementos Teóricos*. Obras Geotécnicas. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura. Instituto Superior Técnico. Lisboa.

Siekmeier, J., Pinta, C., Merth, S., Jesen, J., Davich, P., Camargo, F., Beyer, M., 2009. *Using The Dynamic Cone Penetrometer and Light Weight Deflectometer for Construction Quality Assurance*. Final Report. Department of Transportation Minnesota. USA.

Veiga, A. 2011. *Caracterização Geotécnica dos Terrenos do Vale Tifónico Parceiros-Leiria*, Dissertação para Obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Geológica. Faculdade de Ciências e Tecnologias. Universidade de Coimbra. Coimbra.

Wu, S., Sargand, S., 2007. *Use of Dynamic Cone Penetrometer in Subgrade and Base Acceptance*, Ohio Research Institute for Transportation and The Environment. Ohio University.

Normas

AASHTO T 256 - Standard Method of Test for pavement Deflection Measurements.

ASTM D1195 (2004) - Standard Test Method for Repetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements.

ASTM D1196 (2004) - Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements.

ASTM D4694-96 (2003) - Standard Test Method for Deflections With a Falling-Weight-Type Impulse Load Device.

ASTM D4695-03 (2008) - Standard Guide for General Pavement Deflection Measurements

ASTM D6758-02 - Standard Test Method for Measuring Stiffness and Apparent Modulus of Soil and Soil Aggregate in-Place by an Electro Mechanical Method.

ASTM D6951 – 03 (2004) - Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications.

DNIT, 2012 – DNIT 162/2012- PRO, Departamento de infraestrutura de Transportes. Pavimentos-Determinação de Deflexões utilizando o Defletómetro Lacroix – Procedimento.

Internet

Connalsrl – www.connalsrl.com, consultado em 1 de Outubro de 2015

Consulpav – www.consulpav.pt, consultado em 4 de Maio de 2015

Eurorva – <http://www.eurorva.mx/catalogos/curviametro.pdf>, consultado em 8 de Julho de 2015

Fhwa – www.fhwa.dot.gov/pavement/management/rwd, consultado em 20 de Agosto de 2015

Grupoisidoro – <http://grupoisidoro.com/o-grupo>, consultado em 8 de Julho de 2015

Humboldt – www.humboldtmfg.com, consultado em 8 de Julho de 2015

Libero – <http://digilander.libero.it/cernigianluca/perugia/manutenzione/curviameter.jpg>, consultado em 6 de Julho de 2015

Lnec – www.Lnec.pt, consultado em 21 de Maio de 2015

Pattrol – <http://www.pattrol.com.br>, consultado 7 de Agosto em 2015

Perta – www.perta.pt, 3 de Março de 2015

Peterandren – www.peteradren.se/licrep/licrep_eng.php, consultado em 28 de Setembro de 2015

Uta – <http://www.uta.edu/ce>, consultado em 17 de Junho de 2015